共同研究報告書
第１０４号

軟弱地盤耐震対策工法に関する
共同研究報告書(その２)

平成６年６月

建設省土木研究所
6.11-7
図書館

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室、振動研究室
東亜建設工業株式会社
前田建設工業株式会社
五洋建設株式会社
三信建設工業株式会社
株式会社竹中工務店
株式会社間組
戸田建設株式会社
不動建設株式会社
株式会社大林組
鹿島建設株式会社
株式会社竹中土木
株式会社フジタ
復建調査設計株式会社
日本技術開発株式会社
新日本製鐵株式会社
住友金属工業株式会社
小野田ケミコ株式会社

Copyright © (1994) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第104号平成6年6月

軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2）

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室長　松尾　修
建設省土木研究所地震防災部振動研究室長　萩原良二
東亜建設工業㈱土木本部技術研究所所長　半沢秀郎
前田建設工業㈱土木設計本部土木設計部設計第一部長　布施　勝
五洋建設㈱技術本部技術部課長代理　藤原敏光
三信建設工業㈱常務取締役技術開発担当　佐藤　武
㈱竹中工務店原子力エネルギーエンジニアリング本部副本部長　鈴木善雄
㈱間組技術研究所技術開発部土木技術開発室室長　石原公明
戸田建設㈱土木技術開発室プロジェクトマネージャー　倉林　清
不動建設㈱ジオ・エンジニアリング事業本部開発室室長　磯田知広
㈱大林組技術研究所土木第二研究室室長　西林清茂
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部部長　久保田翼
㈱竹中土木技術開発本部副本部長　神崎　靖
㈱フジタ技術研究所副所長　和久昭正
復建調査設計㈱技術研究所所長　福田直三
日本技術開発㈱土木本部構造橋梁部兼地震防災部部長　佐伯光昭
新日本製鐵㈱建材開発技術部部長代理　川上圭二
住友金属工業㈱建設技術部次長　飯田　毅
小野田ケミコ㈱技術本部取締役副本部長兼技術研究所所長　下田正雄
（いずれも代表者のみを記す）

要旨：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2）

本報告は，軟弱地盤に構築される構造物の地震時安全性の向上を図るために，特に都市内の多様な条件下の構造物へ適用可能な地盤対策工法の体系化並びに新規技術の開発を行う目的で，建設省土木研究所と17社との共同研究として平成4年度から5ヵ年の予定で研究を進めている「軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究」について，平成5年度実施分の成果をとりまとめたものである。

キーワード：耐震対策，軟弱地盤，盛土，地中構造物，広域的地盤，液状化，注入工法，締固め工法，固化工法，鋼材，排水工法

目　　次

共同研究担当者名簿 …… 1

第1章　研究目的 …… 3

第2章　研究体制及び研究計画 …… 9
2.1　研究体制 …… 11
2.2　研究計画 …… 12

第3章　耐震設計の基本方針に係わる検討 …… 25
3.1　概　要 …… 27
3.2　設計用入力地震動条件の検討 …… 27
3.2.1　検討概要 …… 27
3.2.2　検討方法および条件 …… 29
3.2.3　地盤の応答解析 …… 41
3.2.4　応答解析結果にもとづく液状化の概略検討 …… 48
3.2.5　まとめと課題 …… 56
3.3　数値解析計画 …… 59
3.3.1　液状化対策工法の開発・設計で用いられる数値解析の目的 …… 59
3.3.2　本共同研究における一斉解析の必要性 …… 59
3.3.3　一斉解析の実施方針 …… 62

第4章　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 63
4.1　今年度の研究の概要 …… 65
4.1.1　研究目的 …… 65
4.1.2　研究概要 …… 65
4.2　グラウト工法の設計・施工法の検討 …… 67
4.2.1　注入材の特性に関する室内試験 …… 67
4.2.2　大型土槽による注入実験 …… 71
4.2.3　まとめと今後の課題 …… 80
4.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討 …… 82
4.3.1　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の概要 …… 82
4.3.2　長期安定性に関する屋外ピット実験 …… 86

4.3.3　強度増加に関する試験 …… 90
4.3.4　振動台実験（その１） …… 94
4.3.5　振動台実験（その２） …… 106
4.3.6　特殊石灰パイル工法の設計法の検討 …… 128
4.3.7　まとめと今後の課題 …… 132
4.4　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討 …… 135
4.4.1　設計方法確立のための実物大実験、及び実施データの収集 …… 135
4.4.2　まとめと今後の課題 …… 143
4.5　深層混合処理工法の設計・施工法の検討 …… 144
4.5.1　設計法の検討 …… 144
4.5.2　施工法の検討 …… 182
4.5.3　まとめと今後の課題 …… 190
4.6　鋼材を用いた対策工法の設計・施工法の検討 …… 192
4.6.1　研究概要 …… 192
4.6.2　柔な剛壁への作用外力把握実験 …… 192
4.6.3　地中構造物の鋼矢板締切り工法に関する振動台実験 …… 196
4.6.4　地中構造物の鋼矢板締切り工法に関する遠心模型実験 …… 202
4.6.5　まとめと課題 …… 206
4.7　締固め工法の設計・施工法の検討 …… 208
4.7.1　締固め地盤の強震時挙動に関する調査 …… 208
4.7.2　まとめと今後の課題 …… 250
4.8　ドレーン工法の設計・施工法の検討 …… 264
4.8.1　ドレーンの設計図表 …… 264
4.8.2　過剰間隙水圧比が大きくなった場合の地盤物性 …… 267
4.8.3　Ｌ－１、Ｌ－２レベル地震動の有効継続時間および等価繰返し回数 …… 269
4.8.4　永久変形の計算法の検討 …… 272
4.8.5　数値シミュレーション実施にあたっての留意点 …… 277
4.8.6　まとめと今後の課題 …… 277

第５章　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 …… 281
5.1　今年度の研究の概要 …… 283
5.2　対策工を含めた盛土の変形解析 …… 286
5.2.1　盛土モデルの検討 …… 286
5.2.2　無対策時の解析 …… 296
5.2.3　締固め工法対策時の解析 …… 305

5.2.4　ドレーン工法対策時の解析 …… 313
5.2.5　特殊石灰パイル工法対策時の解析 …… 320
5.2.6　鋼材を用いた対策時の検討 …… 327
5.2.7　ジオテキスタイル対策時の解析 …… 333
5.3　有効応力法の適用性の検討 …… 341
5.3.1　目的と実施概要 …… 341
5.3.2　遠心力模型実験の概要 …… 342
5.3.3　全応力法の解析 …… 343
5.3.4　ＤＩＡＮＡによる解析 …… 347
5.3.5　ＮＡＮＳＳＩによる解析 …… 354
5.3.6　ＬＩＱＣＡによる解析 …… 359
5.4　ジオテキスタイルによる耐震対策の検討 …… 360
5.4.1　目的と検討概要 …… 360
5.4.2　ジオテキスタイル補強盛土の液状化対策効果の実験例 …… 360
5.4.3　検討方針 …… 361
5.4.4　設計法のイメージ …… 362
5.4.5　課　題 …… 366
5.5　鋼材を用いた耐震対策の検討 …… 368
5.5.1　鋼材による盛土の液状化対策 …… 368
5.5.2　既往の研究と今後の課題 …… 369
5.6　今後の研究課題と研究計画 …… 372
5.6.1　研究項目および実施手順の見直し …… 372
5.6.2　次年度の研究課題 …… 373

第6章　地中構造物（線状・面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 …… 375
6.1　今年度の研究の概要 …… 377
6.2　応答変位法の液状化地盤への適用性検討 …… 378
6.2.1　概要と目的 …… 378
6.2.2　線状地中構造物の液状化模型実験 …… 378
6.2.3　液状化時の動的挙動と応答変位法の適用性 …… 386
6.2.4　構造物の浮上がり量の概略算定 …… 390
6.2.5　まとめと今後の課題 …… 392
6.3　地盤改良範囲の設定法に関する検討 …… 394
6.3.1　検討の目的 …… 394
6.3.2　数値解析手法を用いた地盤改良範囲の検討例 …… 396

6.3.3　まとめと今後の課題 …… 403
6.4　地中構造物の動的有効応力解析 …… 404
6.4.1　解析の目的 …… 404
6.4.2　解析手法 …… 404
6.4.3　解析条件 …… 405
6.4.4　解析結果 …… 408
6.4.5　まとめと今後の課題 …… 429
6.5　各対策工法の効果比較のための数値解析　－ＳＡＤＡＰによる一斉解析－ …… 430
6.5.1　一斉解析の目的と検討内容 …… 430
6.5.2　各工法の概要および対策効果のモデル化 …… 431
6.5.3　線状地中構造物を対象とした解析 …… 435
6.5.4　面状地中構造物を対象とした解析 …… 438
6.5.5　まとめと今後の課題 …… 444
6.6　まとめおよび今後の研究課題 …… 445

第７章　広域的耐震地盤対策の開発に関する研究成果 …… 449
7.1　今年度の目的と検討範囲 …… 451
7.2　広域的液状化対策工法に関する調査 …… 452
7.2.1　地下水位低下による液状化対策効果検討手法の調査 …… 452
7.2.2　地下水位低下工法及びその設計法の調査 …… 469
7.2.3　周辺環境への検討手法の調査 …… 486
7.2.4　補助工法の調査 …… 488
7.2.5　広域的地盤調査方法の調査 …… 491
7.3　広域的液状化対策工法の可能性検討 …… 501
7.3.1　モデル地区の選定 …… 501
7.3.2　設計条件の設定 …… 502
7.3.3　土地利用状況の調査 …… 502
7.3.4　可能性検討 …… 503
7.4　まとめと今後の課題 …… 528
7.4.1　本年度の研究のまとめ …… 528
7.4.2　今後の課題 …… 528

第８章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果 …… 529
8.1　今年度の研究概要 …… 531
8.2　マニュアル（案）の構成と内容骨子の検討 …… 533

8.2.1 作成にあたっての基本方針について …… 533
8.2.2 目次構成と内容骨子 …… 533
8.3 マニュアル（案）作成にあたっての課題と今後の検討事項の整理 …… 538
8.3.1 共通事項 …… 538
8.3.2 各対策工法 …… 539
8.3.3 盛土・堤防構造物 …… 541
8.3.4 線状および面状地中構造物 …… 542
8.3.5 広域地盤 …… 542

第9章 全体のまとめ …… 543
9.1 耐震設計の基本方針に係わる検討成果 …… 545
9.2 軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 545
9.3 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 …… 548
9.4 地中構造物（線状・面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 …… 548
9.5 広域的耐震地盤対策の研究成果 …… 549
9.6 軟弱地盤の耐震技術マニュアルに関する研究成果 …… 550

平成五年度共同研究担当者名簿

氏名	所属
松尾　修	建設省土木研究所　地震防災部　動土質研究室　室長
大塚久哲	〃　〃　振動研究室　〃
二宮嘉朗	〃　〃　〃　主任研究員
古関潤一	〃　〃　動土質研究室　研究員
米田義弘	〃　〃　〃　〃
島津多賀夫	〃　〃　〃　〃
高橋晃浩	〃　〃　〃　〃
東　拓生	〃　〃　振動研究室
半沢秀郎	東亜建設工業㈱　技術研究所　所長
辻　清	〃　〃　副所長
岸田隆夫	〃　〃　土質研究室　室長
鈴木耕司	〃　〃　土質研究室
浅田英幸	〃　〃　〃
布施　勝	前田建設工業㈱　土木設計本部　土木設計第一部長
本間政幸	〃　〃　土木設計第一部　課長
大川尚哉	〃　〃　〃　主任
大竹利幸	〃　〃　〃
石黒　健	〃　技術本部技術研究所土質研究室　主任
藤原敏光	五洋建設㈱　技術研究所　第一研究開発室　課長代理
林　健太郎	〃　〃　〃　係長
北本利男	〃　〃　〃　主任
白上勝章	〃　〃　第一研究開発室
佐藤　武	三信建設工業㈱　常務取締役
大友孝之	〃　取締役　技術開発部長
大沢一実	〃　技術開発部　課長
秋山哲次	〃　第一事業部　課長
鈴木善雄	㈱竹中工務店　原子力ｴﾈﾙｷﾞｰｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ本部　副本部長
鈴木吉夫	〃　技術研究所　主任研究員
塩見忠彦	〃　〃　〃
津吉秀一	〃　ﾆｭｰﾌﾛﾝﾃｨｱｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ本部　部長
山本光起	〃　〃　課長
石原公明	ハザマ　技術研究所　技術開発部　土木技術開発室　室長
三原正哉	〃　土木統括本部　技術・設計第１部　第２課　課長
大橋幹生	〃　土木統括本部　技術・設計第１部　第２課　主任
渦岡良介	〃　土木統括本部　技術・設計第１部　第２課
丸山浩史	〃　技術研究所　技術開発部　土木技術開発室
橋本　司	戸田建設㈱　土木工事技術部　技術課　課長
倉林　清	〃　土木技術開発室　プロジェクトマネージャー
光成高志	〃　建築Ｒ＆Ｄ部　プロジェクトマネージャー
谷沢　亮	〃　土木工事技術部　技術管理課　主任
渡辺稔明	〃　土木技術開発室　プロジェクトチーム
朝倉弘明	〃　土木設計室　設計３課
柴田　靖	〃　土木技術開発室　プロジェクトチーム

◎：は幹事長、○：は副幹事長

氏名	所属
◎ 磯田知広	不動建設㈱ ｼﾞｵ･ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ事業本部 開発室 室長
川上高広	〃 〃 〃 部長
坪井英夫	〃 〃 技術統轄部第二研究室長
山本実	〃 〃 技術統轄部第一研究室長
桑原正彦	〃 〃 開発室 課長
川鍋修	〃 〃 開発室 課長
西林清茂	大林組 技術研究所 土木第２研究室 室長
松尾龍之	〃 〃 〃 主任研究員
細谷芳巳	〃 〃 〃 〃
後藤洋三	〃 〃 土木第５研究室 室長
久保寺家光	〃 〃 〃 研究員
下山尚	〃 土木技術本部 設計第１部 課長
清水保明	鹿島建設㈱ 土木設計本部 設計技術部 課長
奥津一夫	〃 〃 〃 課長代理
砂坂善雄	〃 〃 〃
萩原智寿	〃 〃 〃
鈴木輝一	〃 技術研究所第１研究部第２研究室主任研究員
神崎靖	㈱竹中土木 技術開発本部 副本部長
永山毅	〃 〃 企画管理部長
奥村良介	〃 工事本部 技術部 技術課長
中島秀晃	〃 〃 〃 技術係長
中村正博	㈱フジタ 技術研究所 土木研究部長
斉藤悦郎	〃 〃 土木耐震ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ
中野浩之	〃 〃 〃 主任
岸下崇裕	〃 〃 〃 〃
山県達弥	〃 土木本部 技術部 ﾁｰﾌｴﾝｼﾞﾆｱ
谷藤正樹	〃 〃 設計部 ﾁｰﾌｴﾝｼﾞﾆｱ
福田直三	復建調査設計㈱ 技術研究所 所長
田尻宣夫	〃 技術研究所
吉浪康行	〃 第二事業部 課長
滝昌和	〃 高松支社 課長補佐
藤井照久	〃 本社地質調査部 技師
○ 佐伯光昭	日本技術開発㈱ 土木本部 地震防災部 部長
真鍋進	〃 〃 〃 課長補佐
金聲漢	〃 〃 綜合技術部 課長補佐
濱野雅裕	〃 〃 地震防災部 主任
川上圭二	新日本製鐵㈱ 建材開発技術部 部長代理
川端規之	〃 〃 〃
柳悦孝	〃 〃 掛員
飯田毅	住友金属工業㈱ 建設技術部 次長
才村幸生	〃 〃 開発企画室 担当課長
喜田浩	〃 〃 土木技術研究室 室長
田中宏征	〃 〃 〃 研究員
下田正雄	小野田ケミコ㈱ 技術本部取締役副本部長兼技術研究所長
別所三千夫	〃 土木本部 設計部 課長
竹田敏彦	〃 統括本部 海外室課長兼技術本部設計部
藤井壮一	〃 技術本部 技術研究所
新越寿郎	〃 技術本部 技術研究所

◎：は幹事長、○：は副幹事長

1章　研究目的

第1章　研究目的

我国の大都市の多くは、河川の河口部に堆積した軟弱な沖積低地やその延長に埋立てを行った地盤に位置している。一般に各種構造物の地震時被害は地盤の良否に大きく影響され、過去の被害地震において構造物被害は軟弱地盤において多くなっている。このような被害を軽減するための方策として以下のものが考えられる。

(1) ある施設が被害を受けたときに代替機能を果す施設を整備する。

(2) 地震被害を生じないように構造的に補強を行う。

(3) 地盤を強化し軟弱地盤としての影響を軽減する。

近年の建設省の関連事業における上記(3)の耐震地盤対策の実施状況は以下のようである。

・道路局、都市局では既設の道路構築物の震災点検を実施しているが、平成3年度の点検の中で軟弱地盤上の橋梁取付盛土の安定、並びに液状化性地盤中の共同溝の浮上りが点検されるようになっている。これらを受けて、今後、対策が実施されていくことになる。なお、この点検を先行的に実施した既設の共同溝並びに現在建設中の共同溝について、詳細に検討を行い矢板締切り工法による対策を実施しつつある例がある。

・液状化の恐れのある地盤上に新設される道路盛土について、地盤をサンドコンパクションパイルによる締固めによる安定化がはかられた例がある。

・河川堤防は大都市内部では既に一応の断面で建設されているが、いくつかの河川で耐震性の検討が行われ、ある河川では深層混合処理による既設堤防の対策が試験的に実施され始めた。

さらに、都市内において重要な公共施設は、建設省のみならず他の諸官庁、地方自治体、各種企業体によっても建設、管理され、各所において液状化対策の検討が行われている。

これらの検討事例から、次のような工法の開発が要請されている。

1) 従来の工法では施工が不可能な既設構造物直下の地盤改良に適用できる工法

2) 騒音、振動、隣接構造物への影響など施工上の制約がある新設・既設構造物に適用できる工法

3) 大規模な地盤造成を行う場合に比較的低コストで液状化対策が実施できる工法

また、合理的な工法選定を行うためには、改良仕様と改良範囲を決める設計条件と評価項目が各工法間で対応づけられている必要があり、これらの体系化の検討を既存工法も含めて行うことが求められている。特に、比較的生じる可能性の高い中規模の地震に対しては構造物の健全性が損なわれず、希に生じる大規模な地震に対しても構造物の安定と機能が損なわれるような大規模な変状の発生を阻止できることを目標として、二段階の地震レベルを想定した耐震設計法（本報告書においては「二段階耐震設計法」と称する）が重要な土木構造物において近年導入されつつあり、軟弱地盤の耐震対策においても同設計法の採用が今後要求されることになるものと考えられる[1)]。

これらを背景として、本共同研究で取り上げる研究課題と、それぞれの目的及び内容を以下に示す。

(A) 軟弱地盤耐震対策工法の開発及び整備

上記1)～3)の条件を満たす新工法を開発するために、使用材料の選定、対策効果の確認とその評価法の検討、設計法の作成、試算検討、施工法の検討等を行う。また、合理的な工法選定を行うために、既存の工法の設計条件や評価項目の見直しを行い、設計法を整備する。具体的には以下の工法を対象とする。

(新工法)

・グラウト工法

・静的締固め工法

・深層混合処理工法

・鋼材を用いた軟弱地盤対策工法

(既存工法)

・締固め工法

・ドレーン工法

(B) 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発

道路盛土、河川堤防のような盛土構造物が軟弱地盤上にある場合の耐震対策工法を開発するために、以下の検討を行う。

・耐震対策の基本方針に関する検討

・構造物の特性を考慮した必要対策範囲の評価法の検討

・対策工の設計を行うための地盤と構造物の動的挙動の予測手法の検討

・1)で開発、整備した各種対策工法の適用性の検討

(C) 線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発

(D) 面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発

共同溝、掘割道路のような線状地中構造物と、地下駐車場、下水処理場のような面状地中構造物を対象にして、(B)と同様な検討を行う。

(E) 軟弱地盤における広域的耐震地盤対策の開発

埋め立て地のように広範囲な軟弱地盤において、複数の構造物の耐震対策を一括して広域的に実施する工法を開発するために、以下の検討を行う。

・広域的耐震地盤対策の可能性に関する検討

・広域的耐震地盤対策の効果とその評価法の検討

・広域的な地盤調査手法の検討

(F) 軟弱地盤の耐震対策技術マニュアルの作成

上記(A)～(E)の成果をもとに、二段階耐震設計法を前提とした設計・施工法の体系化に関する検討を行い、「軟弱地盤の耐震対策技術マニュアル（仮称）」としてとりまとめる。

（建設省土木研究所）

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第91号、pp. 25～33, 1993.

2章　研究体制および研究計画

第２章　研究体制および研究計画

2.1　研究体制

本共同研究の目的は第１章に述べたように広範囲となるため、目的に応じたグループ編成を行い、研究を遂行することとした。グループは目的の内容に沿った第一から第五の５つの研究グループとグループの成果のとりまとめとして各グループの代表で構成されるマニュアルワーキンググループの６グループとした。グループ編成の特徴としていえることは、第一グループが個々の軟弱地盤耐震対策工法の開発を目的としているのに対して、第二から第五グループが第一グループの成果を活用して、固有の構造物（盛土、地中構造物等）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発を目的としている点である。

よって、研究グループの研究活動としては、第一グループの工法開発グループと第二から第五の構造物別対策工法グループがマトリックスとなって、共同で研究をして成果を挙げてゆくことが大きな特徴である。具体的には、図－2.1.1に示すように、構造物毎の各工法の設計法の構築を第一グループが担当し、第二～五グループは構造物毎の設計主要項目の設定、工法毎の必要検討項目の提示、各工法の適用性の評価、工法以外の一般的な部分も含めた最終的な設計法のとりまとめを担当する。なお、これらのやりとりは、第二～五グループに参加している第一グループのメンバーを通して行う。またマニュアルワーキンググループは平成５年度より素案の作成、各グループへの検討項目の提示、試算項目の指示などの作業を始めた。

図－2.1.1　研究活動のイメージ

研究遂行にあたっての調整は、各研究グループに幹事会社を定め、内容に応じて以下の会議の中で行うこととした。

会議名称	主催者	参加者	開催回数
全体会議	土木研究所	参加各社	2回／年
幹事会	幹事長	グループ幹事	4回／年
グループ会	グループ幹事	グループメンバー	1回／月

各グループ毎の研究実施項目と担当民間各社を一覧にとりまとめたのが表－2.1.1である。

2.2 研究計画

5年間にわたる（平成4年から8年）予定の本共同研究の研究目的を達成するために、第一から第五グループにおいて検討したグループごとの研究項目および全体研究工程を示したのが表－2.2.1から表－2.2.10である。

これによると、第一の工法開発グループと第二から第五の構造物対策グループともに第3年度の平成6年までに具体的な項目の実験・解析の大半を実施し、後2年間で設計法の構築・マニュアル等のとりまとめを行う計画としている。特に、すべてのグループに共通な二段階耐震設計法についての検討をグループ活動としてでなく実施し、また、地中構造物としての共通性から第三・第四グループは共同で活動した。

今後は、この全体研究工程をもとに、各年度の成果を踏まえて合理的な次年度計画を立ててゆく必要がある。

（竹中工務店、不動建設）

表－2.1.1　研究開発のための体制表

研究グループ	担当会社	「1．研究目的」との対応
第一グループ　軟弱地盤耐震対策工法の開発及び整備に関する研究 開工発法 ┬グラウト工法の開発 　　├静的締固め工法の開発 　　├深層混合処理工法の開発 　　└鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発 整工備法 ┬締固め工法の整備 　　└ドレーン工法の整備	G小野田ケミコ、三信建設 G戸田建設、小野田ケミコ、三信建設 G竹中土木、竹中工務店、○不動建設、大林組 G住友金属、新日鉄 G前田建設、間組、不動建設 G東亜建設、五洋建設、間組、不動建設	(A)軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備
第二グループ　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 ┬盛土構造物に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究 ├必要改良範囲の評価に関する研究 ├対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └軟弱地盤耐震対策工設計法の適用に関する研究	復建調査設計、不動建設、○間組 *戸田建設、*新日鉄	(B)盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第三グループ　線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 ┬線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究 ├必要改良範囲の評価に関する研究 ├対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └軟弱地盤耐震対策工設計法の適用に関する研究	○日本技術開発、フジタ、前田建設、鹿島建設 *小野田ケミコ、*戸田建設、*竹中土木、 *住友金属、*不動建設	(C)線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第四グループ　面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 ┬面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究 ├必要改良範囲の評価に関する研究 ├対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └軟弱地盤耐震対策工設計法の適用に関する研究	○竹中工務店、五洋建設、日本技術開発 *戸田建設、*三信建設、*住友金属、*不動建設	(D)面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第五グループ　軟弱地盤における広域的軟弱地盤対策の開発に関する研究 ┬広域地盤耐震対策の可能性に関する研究 ├対策工効果の予測に関する研究 └耐震地盤改良のための地盤評価手法に関する研究	○鹿島建設、大林組、竹中土木、竹中工務店 *東亜建設	(E)軟弱地盤における広域的耐震地盤対策の開発
マニュアル作成ＷＧ ┬軟弱地盤耐震対策工設計の基本方針の作成 └マニュアル作成	○日本技術開発、不動建設、復建調査設計、 フジタ、五洋建設、鹿島建設	(F)軟弱地盤の耐震対策技術マニュアルの作成

○印はグループ幹事　　G印は工法世話人　　*印は第一グループから第二～五グループへの参加会社

表－2.2.1　第一グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）グラウト工法の開発	１．工法適用適正範囲の調査 ①地盤条件、②適用構造物の構造・形状、③注入方法の選定 ２．開発研究 ・注入材料の特性試験 ・大型土層注入実験 ・現場注入実験 ３．マニュアルの作成
（２）静的締固め工法の開発	(2)-1 ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝｸﾞﾗｳﾁﾝｸﾞ工法 １．資料収集及び分析 ２．実大実験 ①形状把握試験、②締固め度測定試験 ３．近接構造物への影響度の研究 ４．設計法、評価法、施工管理手法の作成 ５．適用条件の整理 ６．マニュアルの作成
	(2)-2 特殊石灰パイル工法 １．効果の検証 ①配合実験、②土槽実験 ２．効果の現地調査法（土槽実験） ３．必要改良範囲の実験・解析的検討（模型振動台実験） ４．設計方法の検討 ５．マニュアルの作成
（３）深層混合処理工法の開発	１．既設計法の問題点の検討 ①既設構造物、②新設構造物 ２．新設構造物に対する利用上の課題検討 ①盛土構造物、②線状構造物、③面状構造物 ３．１．２．以外の新たな課題検討 ４．施工法の検討 ５．マニュアルの作成
（４）鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発	１．排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討 ①鋼材の適正配置法、②他工法との効果的併用法 ２．地中構造物への適用法 ３．盛土・堤防への適用法 ４．杭基礎構造物への適用法 ５．マニュアルの作成
（５）締固め工法の整備	１．既存技術の整理と問題点の抽出 ①ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法（ＳＣＰ工法） ②ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法 ③ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法 ④重錘落下工法(動圧密工法)、⑤表層締固め工法 ２．各種構造物への適用についての留意点のとりまとめ ３．マニュアルの作成
（６）ドレーン工法の整備	１．既存技術の整理と問題点の抽出 ①自然材料を用いた工法、②人工材料を用いた工法 ③構造物をドレーンで巻き立てる工法 ２．各種構造物への適用についての留意点のとりまとめ ３．マニュアルの作成

表－2.2.2(1)　第一グループの研究実施工程（その１；開発工法）

項目	実施年度と担当		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案			―				
(1) グラウト工法の開発	工法適用適正範囲の調査		―			―	
	開発研究	注入材料の時性試験	―	―	―	―	―
		大型土槽注入実験		―			
		現場注入実験			―	------	
	マニュアルの作成					―	―
(2)-1 コンパクショングラウチング工法の開発	資料収集及び分析		―				
	実大実験（形状把握試験、締固め度測定試験）		―	―			
	近接構造物への影響度の研究			―	―		
	設計法、評価法、施工管理手法の作成			―	―		
	適用条件の整理				―		
	マニュアルの作成					―	―
(2)-2 特殊石炭パイル工法の開発	効果の検証（配合実験、土槽実験）		―	―	―		
	効果の現地調査法（土槽実験）			―	―		
	必要改良範囲の実験・解析的研究（模型振動台実験）				―		
	設計方法の検討			―	―		
	マニュアルの作成					―	―
(3) 深層混合処理工法の開発	既設計法の問題点の検討		―				
	新設構造物に対する利用上の課題検討		―	―	―		
	新規適用分野における検討		―	―	―		
	施工法の検討		―	―	―		
	マニュアルの作成		―	―	―	―	―
(4) 鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発	排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討		―	―			
	地中構造物への適用法		―	―			
	盛土・堤防への適用法			―	―		
	杭基礎構造物への適用法				―		
	マニュアルの作成				―	―	―

表－2.2.2(2)　第一グループの研究実施工程（その２；整備工法）

項目	実施年度と担当	平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
(5) 締固め工法の整備	既存技術の整理と問題点の抽出	―----				
	各種構造物への適用上の留意点の検討	―----				
	研究課題の設定	―				
	技術課題の検討		―	―		
	マニュアルの作成				―	―
(6) ドレーン工法の整備	既存技術の整理・問題点の抽出	―				
	構造物への適用上の留意点の検討	―				
	研究課題の設定	―				
	技術課題への検討		―	―		
	マニュアルの作成				―	―

表－2.2.3　第二グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究	①各耐震対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③盛土・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討・提案 （設計地震動、安定性の水準等）
（２）必要改良範囲の評価に関する研究	①改良地盤の物性値の評価 ②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③改良範囲の合理的な設定法の提案
（３）対策工設計のための地盤および構造物動的挙動の予測に関する研究	①間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案 ②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討
（４）盛土体の耐震補強としてのｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの適用性に関する研究	①補強効果に関する数値解析による検討 ②合理的な設計法の検討
（５）簡易設計法の開発に関する研究	①盛土・堤防を対象とした各耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案
（６）軟弱地盤耐震対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各耐震対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価ﾏﾄﾘｯｸｽの提案
（７）耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙの作成	①盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙ(案)の検討・提案

表－2.2.4　第二グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		－				
関連資料調査		―				
(1)	各種工法の適用性・問題点の整理と課題の抽出	―				
	耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案	―				
	耐震設計の基本方針の検討・提案	―	―		―	
(2)	改良地盤の物性値の評価	―	―	―		
	動的解析等による改良範囲と改良効果の検討		―	―		
	改良範囲の合理的な設定法の提案		―	―		
(3)	動的解析法の検討・提案	―				
	被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価	―				
	対策工を含めた動的挙動に関する解析		―	―		
	時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討		―	―		
(4)	補強効果に関する数値解析による検討			―		
	合理的な設計法の検討			―		
(5)	各耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案		―	―	―	
(6)	各耐震対策工法の試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討		―	―	―	
	工法選定のための評価マトリックスの提案				―	―
(7)	耐震地盤対策技術マニュアル（案）の検討・提案				―	―

表－2.2.5　第三グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）　線状地中構造物に適用する耐震対策工法の耐震設計法基本方針、体系に関する研究	２段階設計地震入力を規定することを前提に下記の項目を対象に研究を行う。 ①線状地中構造物を対象にした震後の確保目標および構造上の限界状態および耐震対策工法に要求される安全性の水準の明確化→基本方針の検討、提案 ②各種対策工法に適用する耐震計算法 － モデル、手法、条件などの骨子の検討、提案 ③耐震設計マニュアルの目次項目および内容骨子の検討、提案
（２）　液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の挙動に関する研究	①液状化過程までを考慮した縦断方向の地盤変形と構造物の応力算出のための動的解析手法の提案 ②被害の分類、パターン化と被害を生じる典型的地盤のモデル化および液状化地盤中の線状構造物の動的挙動の数値解析的評価 ③パラメトッリクスタディ（例：改良範囲等）による対策工法の数値実験 ④上記の①～③の検証のための模型振動実験 ⑤実用設計法の提案
（３）　地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究	①工法と改良地盤物性値の相関性分析 ②半地下・地中線状構造物の周辺地盤を深度、幅をパラメータとして地盤改良した模型振動実験および解析法の妥当性検討 ③半地下・地中線状構造物に対する動的解析の実施と地盤安定に必要な改良範囲の設定
（４）　線状地中構造物に適用する地盤改良および構造対処による耐震対策工法の耐震計算法に関する研究	①既設、新設の線状地中構造物を対象とする地盤改良および構造対処による液状化対策を含む適用事例、設計手法、条件の調査 ②地盤改良の耐震計算法の開発 ③鋼矢板および杭、地下連続壁を用いた耐震対策工法の耐震計算法の開発 ④上記工法を用いた試設計による実施可能性の検証および適用性の比較検討
（５）　耐震地盤対策技術マニュアルの作成	①現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案 ②地盤改良および構造物対処による耐震対策工法の設計マニュアルの作成 ③試設計例、参考資料のとりまとめ

表－2.2.6　第三グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		－				
関連資料調査		―				
(1)	耐震設計マニュアルの目次事項、内容骨子の検討、提案	－・				
	耐震設計の基本方針の検討、提案	―				
	各種対策工法に適用する耐震計算法の骨子の検討、提案	―				
(2)	液状化過程までを考慮した縦断方向の動的解析手法の提案	―				
	動的挙動の数値解析的評価	―	―			
	対策工効果検証のためのパラメトッリクスタディ		―			
	模型振動実験による検証			―		
	実用設計法の提案			―		
(3)	工法と改良地盤物性値との相関性分析	―				
	模型振動実験と動的解析法の妥当性の検証	―	―			
	動的解析による地盤改良の必要範囲の検証		―	―		
	改良範囲の合理的設定法の提案			―		
(4)および(5)	地盤改良による耐震対策工法の設計法の検討		―	―		
	構造物による耐震対策工法の設計法の検討		―	―		
	設計マニュアル原案のとりまとめ			―		
	試設計による実施可能性の検証および適用性の比較検討				―	
	対策工法選定のための評価マトリックスの提案				―	
	設計マニュアル、参考資料とりまとめ					―

表－2.2.7　第四グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）　面状構造物の耐震問題と耐震対策にあたっての基本方針に関する研究	面状地中構造物の明確化を検討する。 ①線状地中構造物との相違点および類似点を明らかにしつつ、以下の項目に着目して、面状地中構造物の特徴を調査する。 ・面状＝寸法、形状、剛性 ・地中＝埋設深さ、基礎形式、地盤条件 ・存立条件＝機能、地形、場所、地上景観 ・設計コード（構造物別） ②面状地中構造物の具体例として、地中駐車場あるいは地下下水処理施設について調査する。
	軟弱地盤に建設されるときの耐震問題の明確化を検討する。 ①構造物の存立条件から設定される軟弱地盤の特徴を明らかにする。 ②面状地中構造物の軟弱地盤における耐震問題を、設計基準に準ずる形で明確にする。それには以下の項目に着目する。 ・入力地震動（二段階設計地震入力） ・構造物の耐震性（構造、収容物） ・周辺地盤の耐震性（液状化、増幅作用） ・面状構造物の耐震問題上の特徴（線状構造物との相違点および類似点） ・地盤と構造物の相互作用（挙動の把握）
（２）　耐震対策方法の具体的方策に関する研究	軟弱地盤に建設される面状地中構造物の耐震問題への対策工法の対応方法の検討を以下の項目について行う。 ①取扱う対象を限定するため、面状地中構造物の耐震問題を選定する。 ②選定された耐震問題への対策工法とその対応方法について、施工法・設計方法・試設計・設計資料を検討する。
	軟弱地盤、面状地中構造物（構造、内容物）および耐震問題の三つを対策工法とその対応方法の評価・順位付けの選定の方法の検討する。
（３）　耐震対策方法の具体的方策の評価・選定方法に関する研究	軟弱地盤に建設される面状地中構造物の耐震問題に対する耐震対策工法およびその適用方法に関して、評価方法および順位付けの方法について検討する。
（４）　耐震地盤対策工法技術マニュアルの作成	①面状地中構造物の耐震地盤対策工法についてのマニュアルを作成する ②試設計例の作成 ③設計資料のとりまとめ

表－2.2.8　第四グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研　究　計　画　立　案		—				
(1)	面状構造物の特性の調査	———				
	面状構造物の設計コードの調査	———				
	軟弱地盤での耐震問題の明確化	———				
(2)	軟弱地盤での耐震問題の選定		———			
	耐震対策工法とそれによる対応方法の検討		———			
	耐震問題の検討（数値実験および模型実験の計画と実施）		———	———		
	対策工法の設計方法の検討と提案		———	———		
(3)	対策工法の設計方法のレベルの検討と評価			———	———	
	対策工法の適用性の評価方法の検討			———	———	
(4)	マニュアルの作成				———	

表－2.2.9　第五グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）　広域的耐震地盤対策工法の開発基本方針、および実施計画の策定	大都市地域の軟弱地盤耐震対策として、ここでは多種多様な構造物を含んだ広域的な地域を対象とした対策工法に関する研究の基本方針を策定する。 ①検討対象の設定（広域の定義づけ） ②対策レベルの検討（どの程度まで対策するか） ③広域的に適用できる対策工法の提案、調査、絞り込み ④必要な実験、解析法の検討 ⑤研究実施計画の策定
（２）　広域的耐震地盤対策工法開発のための基本調査	広域的耐震地盤対策のための基本調査を行う ①軟弱地盤の震害事例の調査 ②大都市地域の地震危険度マップ（液状化等）の調査 ③広域的地盤（事例）調査法の調査 ④広域的地盤対策工法の適用事例の調査 ⑤広域的地盤対策工法の法規上の問題点調査
（３）　広域的耐震地盤対策工法の効果に関する研究	上記で絞り込んだ広域的耐震地盤対策に関し、その効果の程度を確認するための実験的、解析的検討を行う、 ①震害事例による地盤条件との関連性調査と分析 ②実験による効果の確認 ・室内実験 ・模型実験 ③解析による効果の検証 ・動的解析など
（４）　広域的耐震地盤対策工法の周辺への影響評価に関する研究	広域的耐震地盤対策を実施した場合に周辺区域に与える影響について検討する ①周辺に与える影響およびその要因の検討 ②対策範囲の検討 ③対策レベルと影響範囲との関連
（５）広域的耐震地盤対策工法の施工法に関する研究	広域的に対策するための合理的、経済的な施工法を検討する。 例えば、地下遮水壁や地下水管理システムなどの検討 地下水位確認のための広域的地盤調査法の検討
（６）　耐震地盤対策技術マニュアルの作成	①地域の状況に合わせた対策工法選定法 ②耐震地盤対策工法の設計法のまとめ ③試算例の作成

表－2.2.10　第五グループの研究実施工程

項目	実施年度と担当	平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		—				
研究実施計画の立案		—				
(1)	検討対策の設定（広域の定義づけ）および対策レベルの検討	—				
	広域的対策工法の絞り込み	—				
	必要な実験・解析の検討	—				
(2)	軟弱地盤震害事例の調査・分析	—				
	大都市域の地震危険度マップの調査	—				
	広域的地盤調査法の調査	—				
	広域的対策工法の適用事例調査および法規上の問題点調査	—				
(3)	震害事例による対策効果の検討		—			
	実験的検討		—	—		
	解析的検討		—		—	
(4)	周辺への影響評価法の検討		—	—	—	
	対策範囲の検討		—	—	—	
	対策レベルと影響範囲の検討				—	
(5)	合理的・経済的施工法の検討		—	—	—	—
	広域的地盤調査法の検討					
(6)	設計マニュアル骨子（案）の作成		—		—	
	設計マニュアルの作成			----	----	—
	試設計の作成				—	—

3章　耐震設計の基本方針に係わる検討

3章　耐震設計の基本方針に係わる検討

3.1　概　　要

本検討は、液状化対策工法に関する研究を進めるにあたっての基本条件となる設計地震入力の設定および各対策工法の効果の相対比較を行うための数値解析計画についてとりまとめたものである。

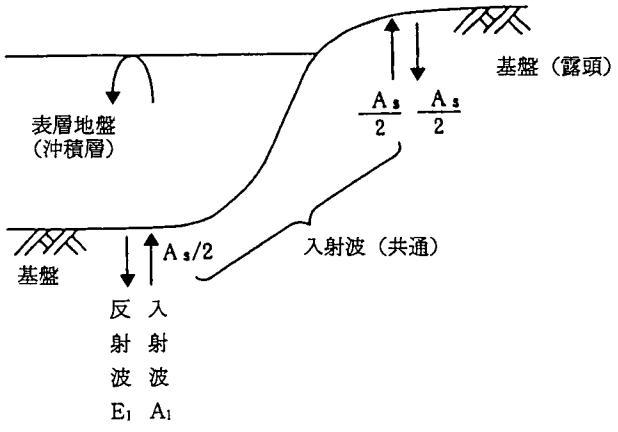
設計地震入力は、昨4年度の検討を踏え、各構造物で共通的に取扱えるように、耐震設計上の基盤面で想定する2つの地震動レベルに応じた入力地震動強度条件を定めることとし、対象とする構造物の耐震計算法との関連から統一的に与えることが可能な応答スペクトルで設定した。また、時刻歴応答解析の実施も可能なように、加速度波形も合せて設定した。

各対策工法では、設計法の体系化を進めるうえでは対策効果の評価手法の確立が急務であること、また各工法の効果の確実性の相対比較を行い、工法選定評価マトリクスを作成することも各構造物にとって共通的な課題である。これらの課題を解決するためには、同一の評価項目を定め、統一的な手法・条件による解析が必要であり、現状では、その目的に適用可能な解析プログラムとして土木研究所所有のプログラムを使用した一斉解析を行うこととし、その解析方針を数値解析計画としてとりまとめた。

3.2　設計用入力地震動条件の検討

3.2.1　検討概要

昨年度の研究では、二段階設計法を採用することとしその場合の入力位置、強度（スペクトル特性）および波形などの入力地震動条件の設定を次の方針により検討することを提案した。



図－3.2.1　基盤面への入射方法[1)]

① 二段階設計地震入力のマグニチュードMと建設　地点までの震央距離Δを検討設定。

② 露頭基盤を洪積層、V_S ＝400m/s相当として、その地表面での加速度応答スペクトルS_A を二段　地震に応じて土研推定式より求める。

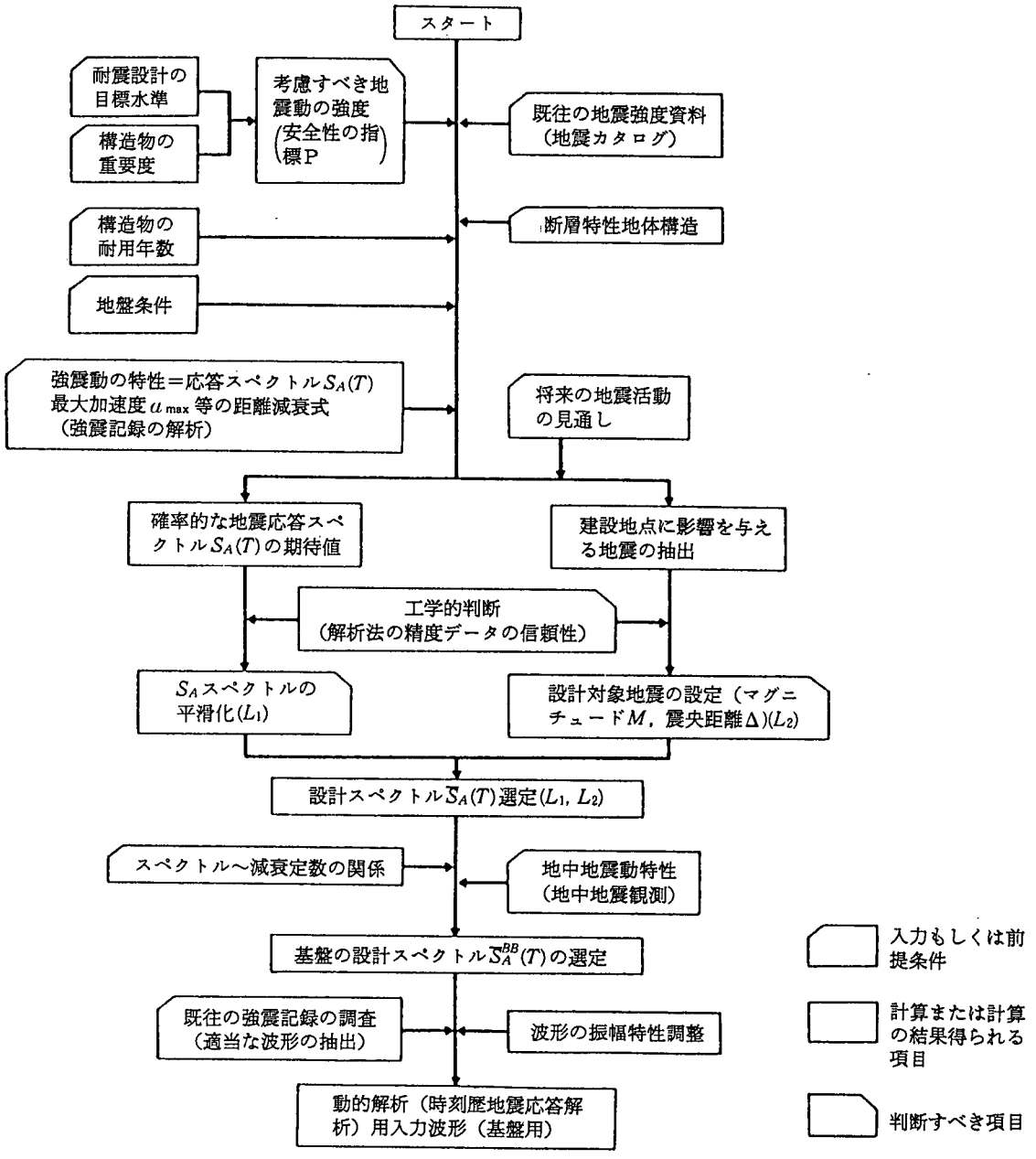
③ 代表的地層構成のパターンを数ケース～10ケース程度想定し、重複反射理論により②で求めたS_A 曲線に合うように振幅調整した加速度波形の振幅を1/2 にして地中基盤に入力させ、その面における合成波の速度応答スペクトル $\{S_V\}_B$ を求める（図－3.2.1参照）。

④ ③の結果から、二段階入力毎に表層地盤の固有周期T_G に着目した地盤種別毎に地中基盤面上の代表 $\{S_V\}_B$ 曲線を設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動については、応答変位法の場合と同じく耐震設計上の基盤面の二段階地震に応じた速度応答スペクトル $\{S_v\}_B$ を目標として加速度波形を作成することとする。

具体の方式には東京湾横断道路や明石海峡大橋など土木分野で採用された図－3.2.2に示す荒川、川島、相沢による一様リスクスペクトルを用いる方法[2]によることとする。

上述した基本方針に従い、耐震設計上の基盤面での入力地震動を定めることとし、図－3.2.3に示す手順に従い、地盤条件や既往強震記録も数種類選定し、一般性のあるものを設定することを目的に検討した。



図－3.2.2　動的解析用基盤入力加速度波形の設定フロー[2]

3.2.2　検討方法および条件

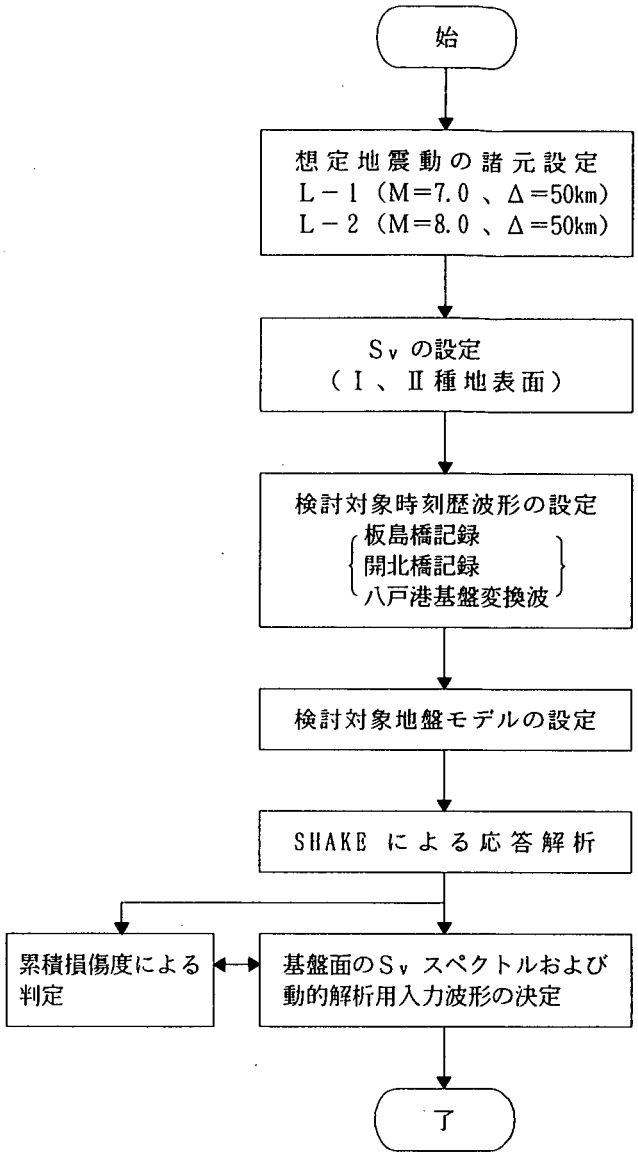
(1)　地震動強度の設定

入力地震動強度は、スペクトル特性で得ることとし、その推定方法は、土木研究所での提案[3]によることとした。同提案は任意のマグニチュードおよび震央距離を有する地震に対して表層地盤（減衰定数h＝0.1)の最大応答速度、すなわち、速度応答スペクトルを推定するためには式（3.2.1）に示す速度応答スペクトルの距離減衰式を用いればよいとしている。

$$S_v(T、M、\Delta) = a(T)\times 10^{b(T)M} \times (\Delta+30)^{c(T)} \cdots\cdots (3.2.1)$$

ここで、係数a(T)、b(T)およびc(T)は表－3.2.1による。

式（3.2.1）を用いて地震動強度を定めるためには、地震の規模、位置（M、Δ）を特定する必要がある。文献4)でのL－1、L－2の試算例では、前者はM＝7、Δ＝50km、後者はM＝8、Δ＝50kmを下廻わらないスペクトルとしており、ここでもその条件を採用することとした。これらの条件のうち、L－1（M＝7、Δ＝50km）については、図－3.2.4に示す液状化履歴をもとに作成したM～Δにおいてほぼ平均ラインに相当するものであり、L－2（M＝8、Δ＝50km）では、すべて液状化するような地震動であることがわかる。図－3.2.5には、式（3.2.1）により求めたスペクトルを示す。



図－3.2.3　設計用入力地震動条件の設定手順

また、図－3.2.6には、関連指針類で想定された設計スペクトルを参考のため示した。なお、同図のスペクトルは地中基盤面で設定されたもので、その地盤種別も明確ではないので図－3.2.5の設定スペクトルと直接的な比較はできないことに留意する必要がある。

(2)　時刻歴波形

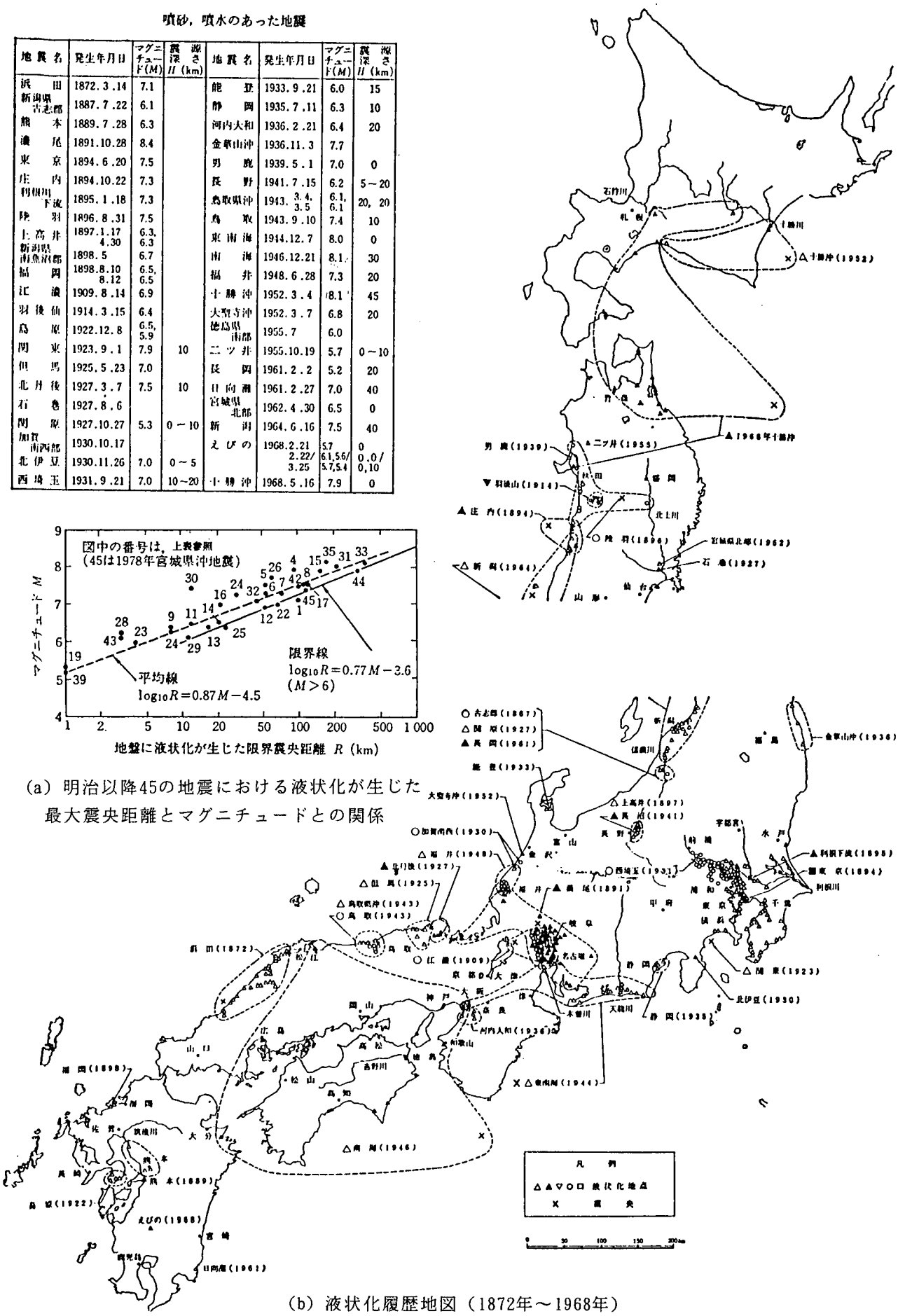
時刻歴波形は、図－3.2.7に示す道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[6]に示された方法に従い設定した。ここで目標とする加速度応答スペクトルS_A（f）は、(1)に定めた速度応答スペクトルS_vから、下式により定めた。

$$S_v(T、h) \fallingdotseq \frac{T}{2\pi} S_A(T、h) \cdots\cdots (3.2.2)$$

噴砂，噴水のあった地震

地震名	発生年月日	マグニチュード(M)	震源の深さ H (km)	地震名	発生年月日	マグニチュード(M)	震源の深さ H (km)
浜田	1872. 3 .14	7.1		能登	1933. 9 .21	6.0	15
新潟県 吉走郡	1887. 7 .22	6.1		静岡	1935. 7 .11	6.3	10
熊本	1889. 7 .28	6.3		河内大和	1936. 2 .21	6.4	20
濃尾	1891.10.28	8.4		金華山沖	1936.11. 3	7.7	
東京	1894. 6 .20	7.5		男鹿	1939. 5 . 1	7.0	0
庄内	1894.10.22	7.3		長野	1941. 7 .15	6.2	5～20
利根川 下流	1895. 1 .18	7.3		鳥取県沖	1943. 3.4. 3.5	6.1, 6.1	20, 20
陸羽	1896. 8 .31	7.5		鳥取	1943. 9 .10	7.4	10
上高井	1897. 1 .17 4 .30	6.3, 6.3		東南海	1944.12. 7	8.0	0
新潟県 南魚沼郡	1898. 5	6.7		南海	1946.12.21	8.1	30
福岡	1898. 8 .10 8 .12	6.5, 6.5		福井	1948. 6 .28	7.3	20
江濃	1909. 8 .14	6.9		十勝沖	1952. 3 . 4	8.1	45
羽後仙	1914. 3 .15	6.4		大聖寺沖	1952. 3 . 7	6.8	20
島原	1922.12. 8	6.5, 5.9		徳島県 南部	1955. 7	6.0	
関東	1923. 9 . 1	7.9	10	二ツ井	1955.10.19	5.7	0～10
但馬	1925. 5 .23	7.0		長岡	1961. 2 . 2	5.2	20
北丹後	1927. 3 . 7	7.5	10	日向灘	1961. 2 .27	7.0	40
石巻	1927. 8 . 6			宮城県 北部	1962. 4 .30	6.5	0
関原	1927.10.27	5.3	0～10	新潟	1964. 6 .16	7.5	40
加賀 南西部	1930.10.17			えびの	1968. 2 .21 2 .22/ 3 .25	5.7 6.1, 5.6/ 5.7, 5.4	0 0 .0 / 0, 10
北伊豆	1930.11.26	7.0	0～5				
西埼玉	1931. 9 .21	7.0	10～20	十勝沖	1968. 5 .16	7.9	0

(a) 明治以降45の地震における液状化が生じた最大震央距離とマグニチュードとの関係



(b) 液状化履歴地図（1872年～1968年）

図－3.2.4　液状化履歴と液状化の生じた地震での最大震央距離とマグニチュードの関係[5)]

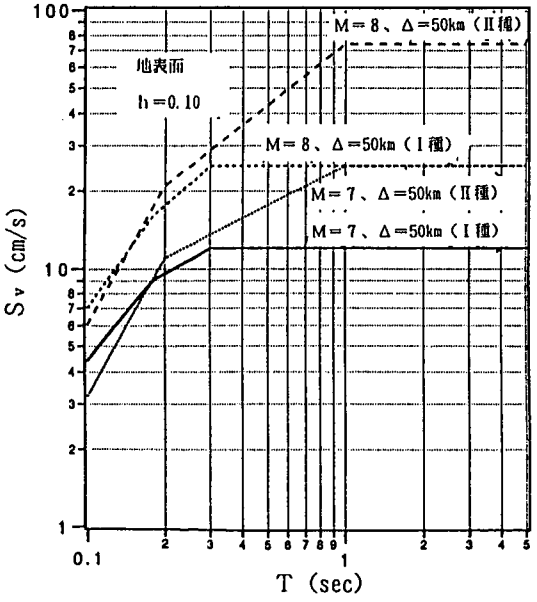
表－3.2.1　速度応答スペクトルの距離減衰式の係数[3)]

(a) Ⅰ種地盤

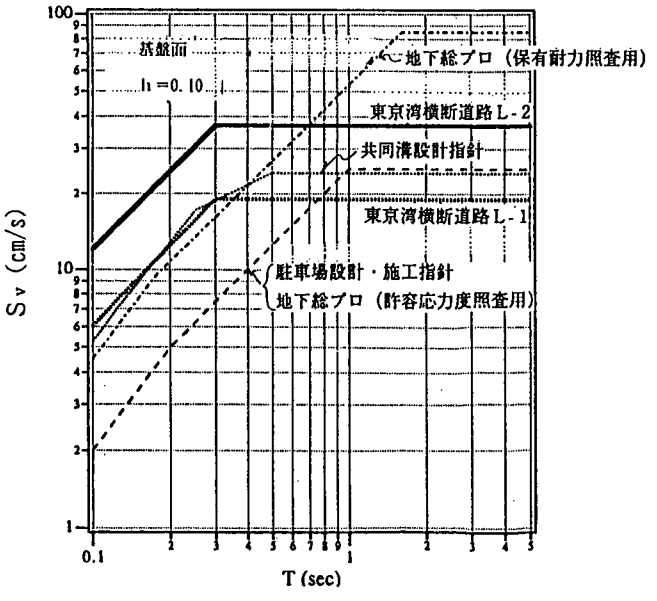
固有周期 T〔s〕	係数a	係数b	係数c	重相関係数 R	標準誤差 σ
0.1	22.882	0.206	−1.142	0.664	0.273
0.15	51.428	0.206	−1.199	0.740	0.231
0.2	50.038	0.246	−1.281	0.758	0.235
0.3	71.829	0.283	−1.456	0.809	0.226
0.5	18.222	0.240	−1.032	0.660	0.259
0.7	19.884	0.238	−1.055	0.699	0.237
1	31.304	0.284	−1.302	0.761	0.242
1.5	22.377	0.332	−1.377	0.788	0.240
2	23.052	0.326	−1.374	0.789	0.238
3	18.222	0.317	−1.301	0.775	0.237

(b) Ⅱ種地盤

固有周期 T〔s〕	係数a	係数b	係数c	重相関係数 R	標準誤差 σ
0.1	11.368	0.270	−1.280	0.626	0.284
0.15	14.581	0.290	−1.264	0.657	0.257
0.2	14.138	0.314	−1.249	0.629	0.273
0.3	13.409	0.317	−1.166	0.606	0.273
0.5	9.582	0.332	−1.091	0.636	0.243
0.7	6.455	0.399	−1.195	0.694	0.236
1	2.042	0.464	−1.134	0.679	0.267
1.5	1.291	0.499	−1.171	0.710	0.262
2	1.104	0.482	−1.105	0.721	0.244
3	1.592	0.459	−1.139	0.722	0.235



図－3.2.5　速度応答スペクトルS_v
L－1，L－2用地表面スペクトル

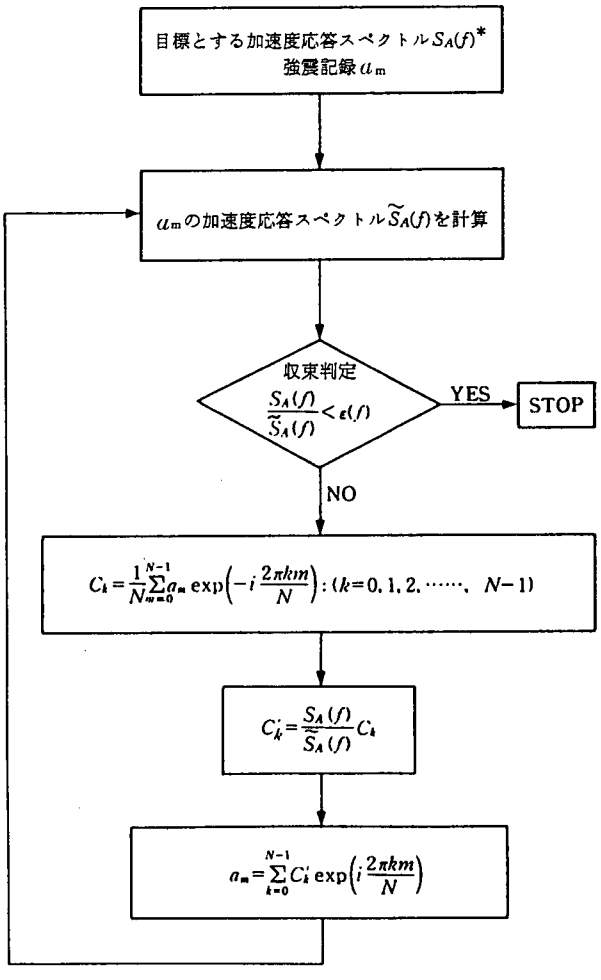


図－3.2.6　関連基準類でのS_v

$$\xi_{SA}=\frac{S_A(T、h)}{S_A(T、h=0.05)}=\frac{1.5}{40h+1}+0.5 \quad \cdots\cdots (3.2.3)$$

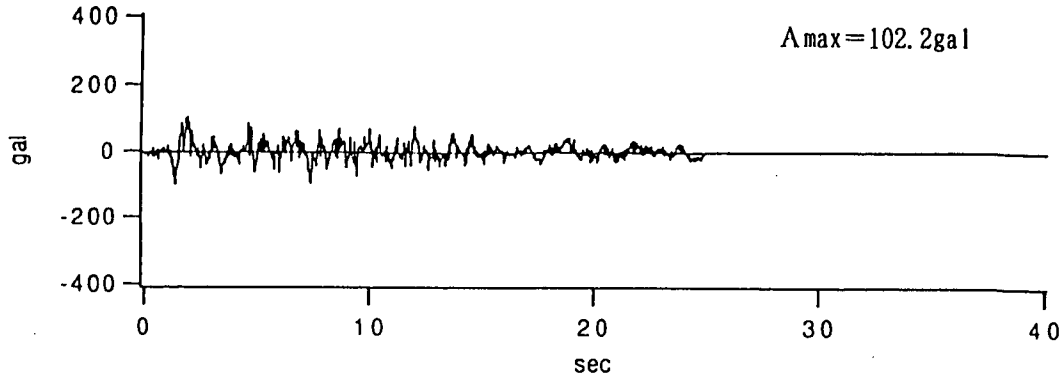
時刻歴波形は地盤の液状化検討に用いられるものである。同検討では地震動の繰返し特性に大きく左右される可能性があり、その既往強震記録としては、特性が異なる3タイプを選定することとした。図－3.2.8に選定した3波形を示すが、このうち、開北橋記録は短周期成分が卓越したショック波タイプのもの、八戸港記録は長周期が卓越した振動タイプのもの、また板島橋記録はそれらの中間のものである。これらのうち、開北橋と板島橋は、道路橋示方書では、それぞれⅠ種地盤用、Ⅱ種地盤用に用いるものとし、入力波形も図－3.2.7に示した手法にもとづき振幅調整されたものが示されている。

ここでは、その2波形を原波形として用いることとし、八戸港記録は、図－3.2.9に示すサイトの基盤面（$V_s \fallingdotseq 400$m/s）で計算上求めた変換波[7]を原波形とした。同図に示す原波形をもとに設定スペクトルに一致するように振幅調整して作成した本検討用の時刻歴波形を図－3.2.10に示す。図－3.2.11は参考のためその周期特性を示したものである。



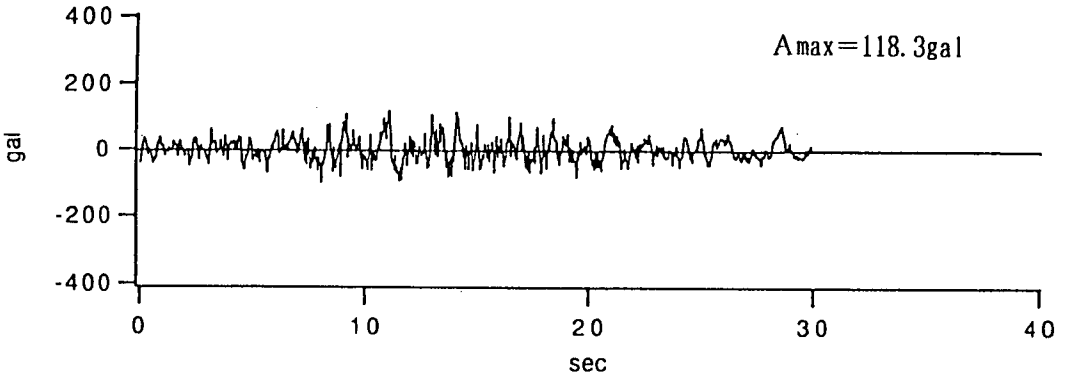
＊周期ではなく，振動数fで表示

図－3.2.7　強震記録の振幅特性調整のフローチャート[6]



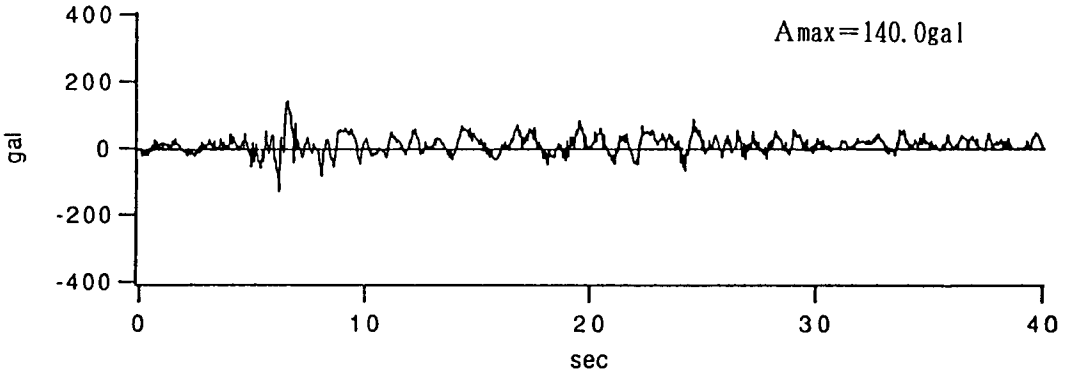
(a) 開北波（1978年宮城県沖地震，M＝7.4 ）[6]

－道示Ⅰ種地盤用－



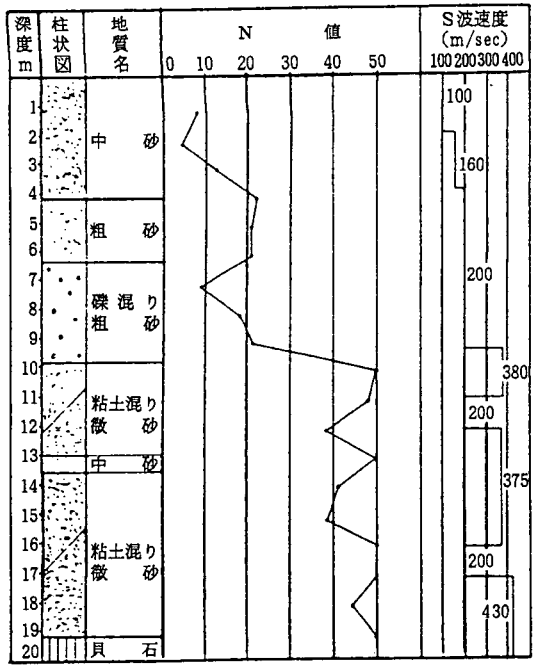
(b) 板島波（1986年日向灘沖地震，M＝7.5 ）[6]

－道示Ⅱ種地盤用－

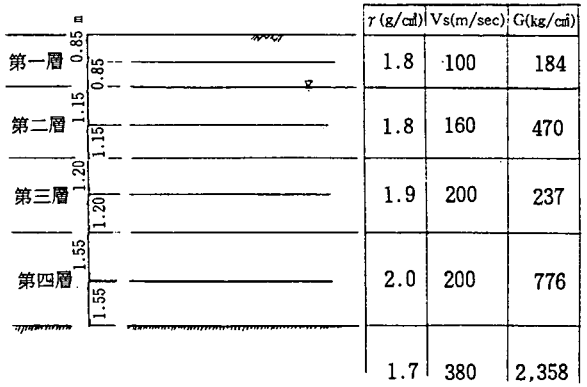


(C) 八戸港基盤変換波（1968年十勝沖地震，M＝7.9 ）[7]

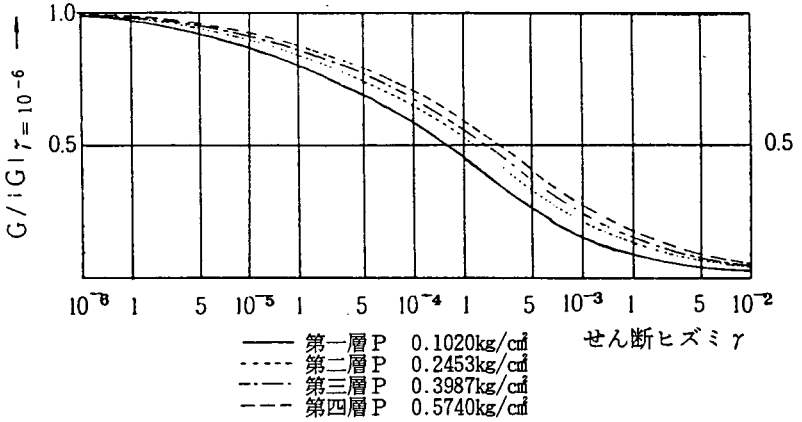
図－3.2.8　入力地震条件設定のため用いた既往地震記録



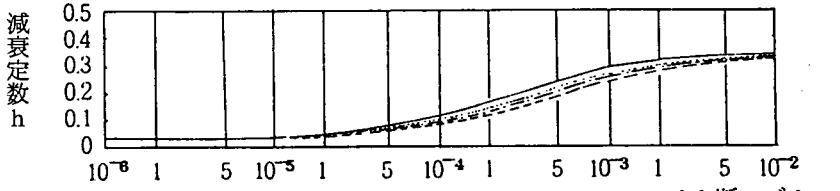
(a) 地　　盤



(b) 地盤振動モデル

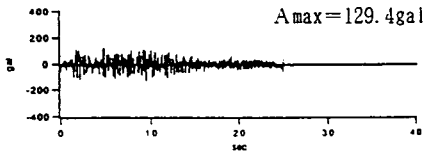
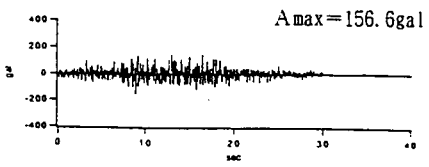
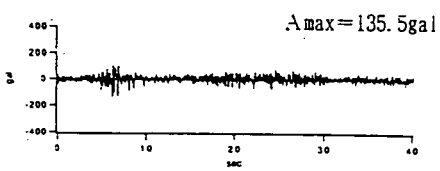
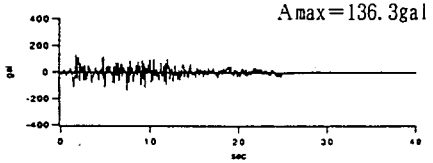
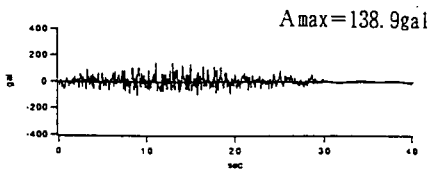
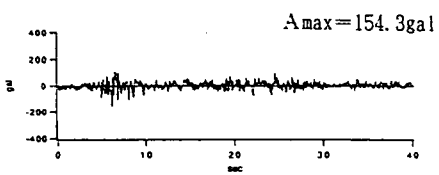
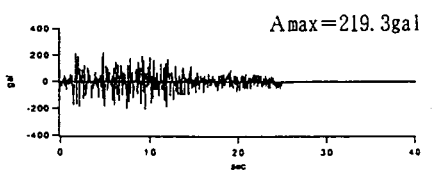
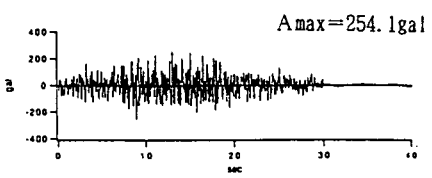
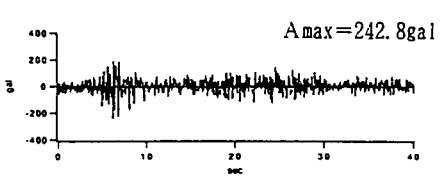
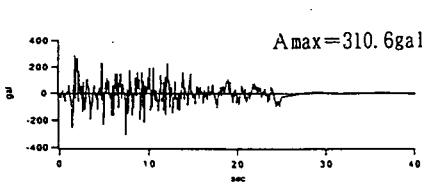
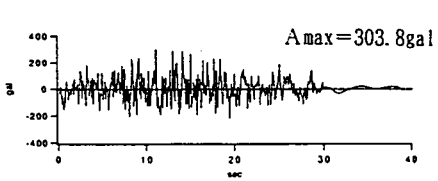
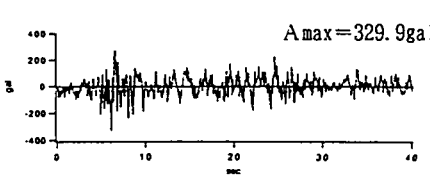


(C) 地盤のせん断ヒズミとせん断弾性係数

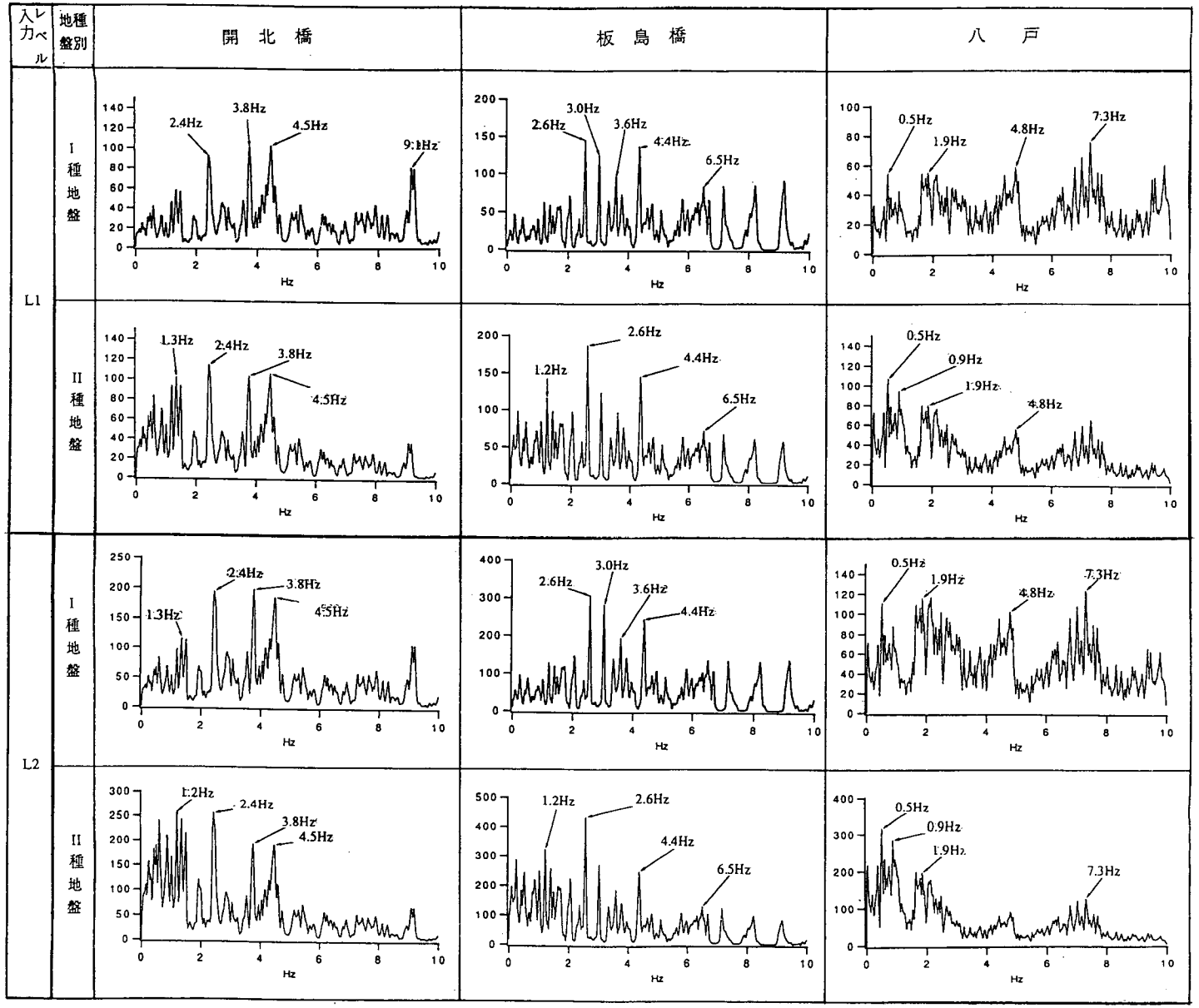


(D) 地盤のせん断ヒズミと減衰定数

図－3.2.9　八戸港基盤変形波の作成モデル[7]

入力レベル	地種盤別	開北橋	板島橋	八戸
L1	I種地盤	 Amax=129.4gal	 Amax=156.6gal	 Amax=135.5gal
	II種地盤	 Amax=136.3gal	 Amax=138.9gal	 Amax=154.3gal
L2	I種地盤	 Amax=219.3gal	 Amax=254.1gal	 Amax=242.8gal
	II種地盤	 Amax=310.6gal	 Amax=303.8gal	 Amax=329.9gal

図－3.2.10　露頭基盤での入力地震波形（２Ｅ）



図－3.2.11　入力波のフーリエスペクトル

注）解析条件：ハイカットフィルター　10HZ
ハニング　1　回

(3) 検討用地盤モデル

本検討の目的は、耐震設計上の基盤面での共通的な地震動入力条件を設定することである。(2)に定めた時刻歴波形は地表面上のものであり、動的解析プログラムによっては地中基盤面での合成波が必要となることから、この場合には図－3.2.1に示した方法を用いて、これを定める必要がある。

ここでは、地盤の応答解析プログラムSHAKE を用いて地中基盤の応答を求めるものであるが、地中基盤面の応答は、表層地盤の特性により大きく変化することとなる。このため、地盤モデルとしては層厚あるいは地層構成を変化させ数種類のものを設定する必要があり、ここでは、大崎ら[8]が提案した日本の沖積地盤についてモデル化したもののうち、4タイプを選びこれを用いることとした（図－3.2.12）。

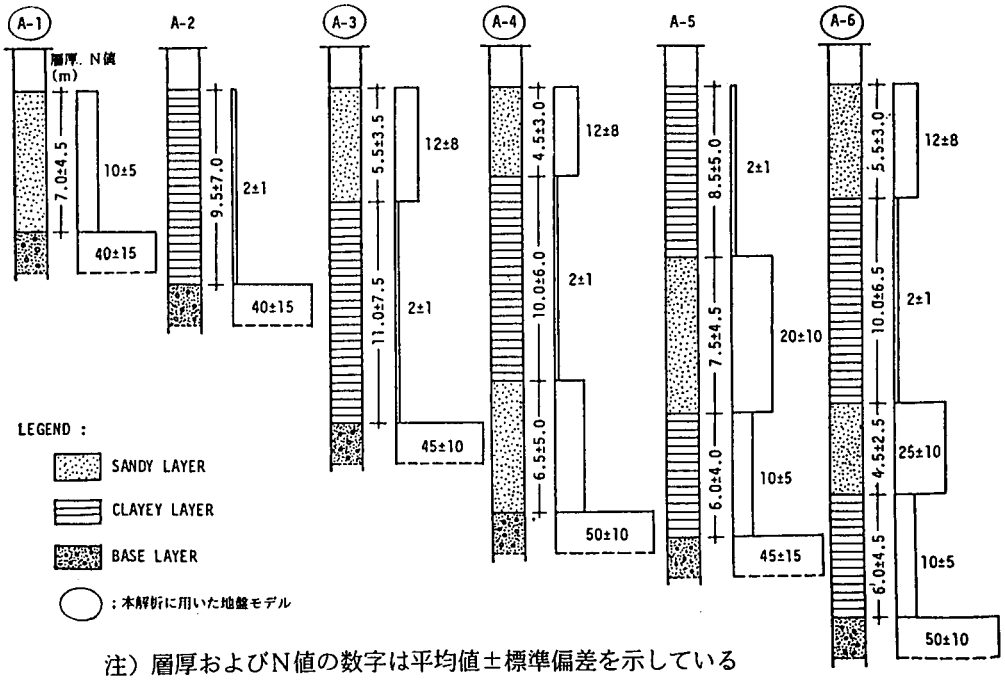
なお、同提案では、層厚やN値について平均値と標準偏差σが示されている。本検討では、層厚については平均値、N値は平均値±1σの2種類とし、表－3.2.2に示す合計8タイプの地盤モデルを用いることとした。

各地盤の土質諸定数についても同表に示しているが、単位体積重量は、砂質土でγ_t＝1.9 tf／m³（不飽和状態はγ_t＝1.7 tf／m³）粘性土層でγ_t＝1.6 tf／m³とした。せん断変形係数G_0はせん断弾性波速度V_sをもとに下式より推定した。

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \quad \cdots\cdots (3.2.4)$$

$$V_s \begin{cases} = 80N^{1/3} & (\text{砂質土}) \\ = 100N^{1/3} & (\text{粘性土}) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.2.5)$$

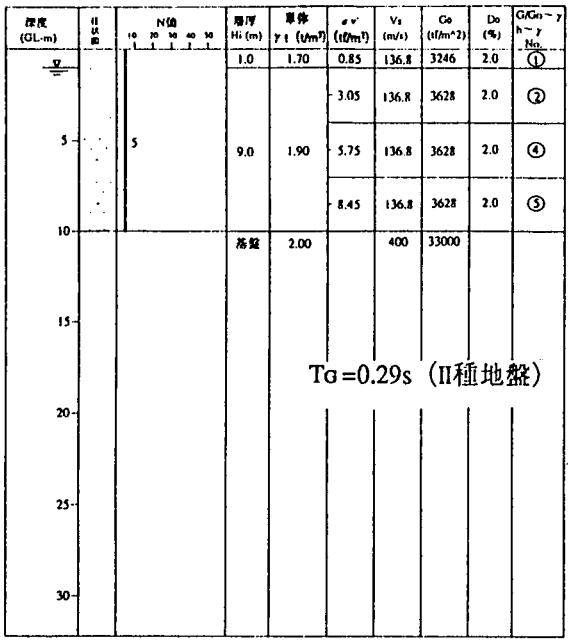
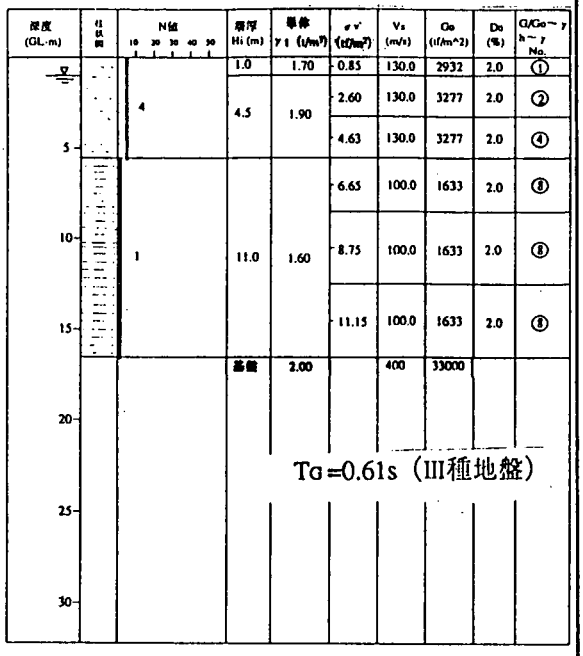
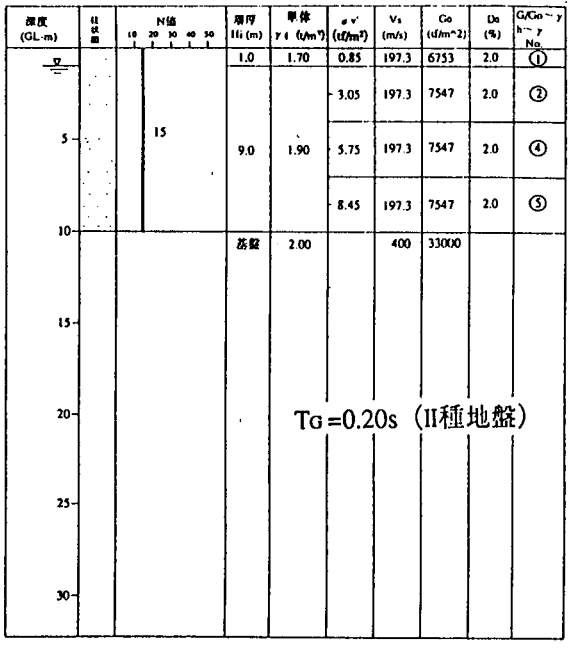
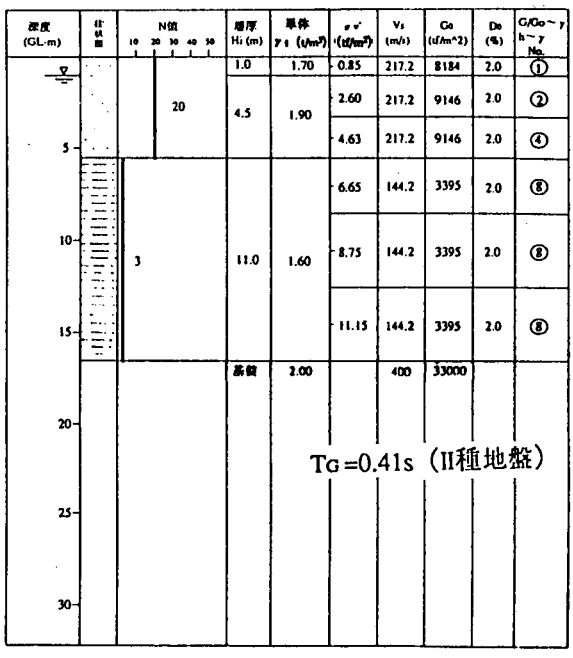
また、せん断変形係数等のひずみ依存特性曲線は、砂質土は平均主応力p、粘性土は塑性指数I_Pをパラメータに設定する既往研究成果[9),10)]にもとづき定めた。



注）層厚およびN値の数字は平均値±標準偏差を示している

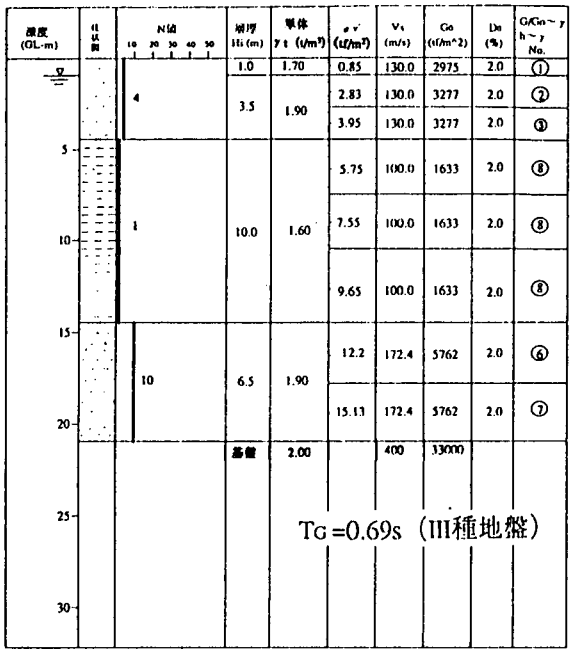
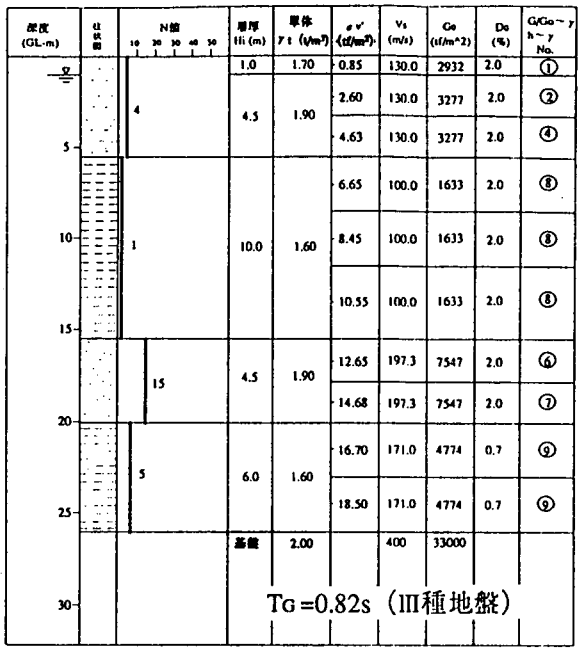
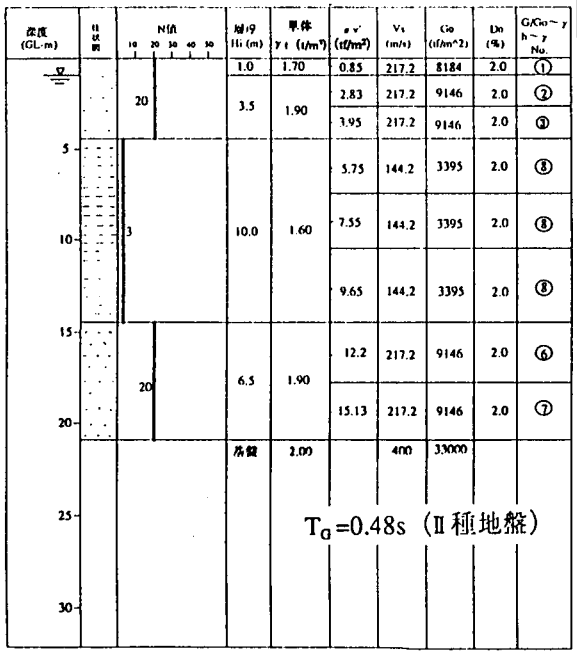
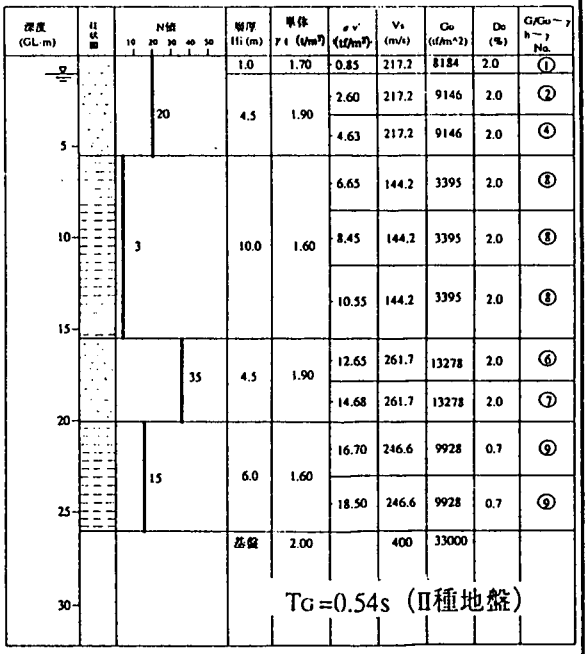
図－3.2.12　二本の沖積平野における地盤タイプの層厚とN値[8)]

表－3.2.2(a)　解析用地盤モデル

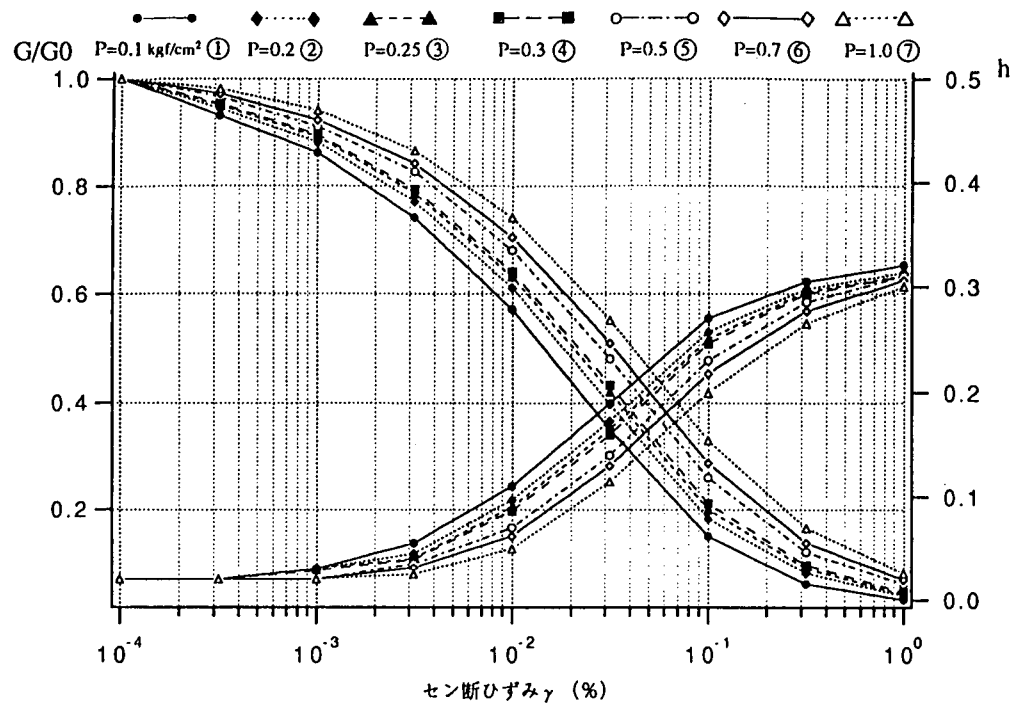
	A-1	A-3
平均値 －1σ	 Tɢ=0.29s（II種地盤）	 Tɢ=0.61s（III種地盤）
平均値 ＋1σ	 Tɢ=0.20s（II種地盤）	 Tɢ=0.41s（II種地盤）

注）G／G₀～γ，h～γは図－3.2.13の番号に対応する

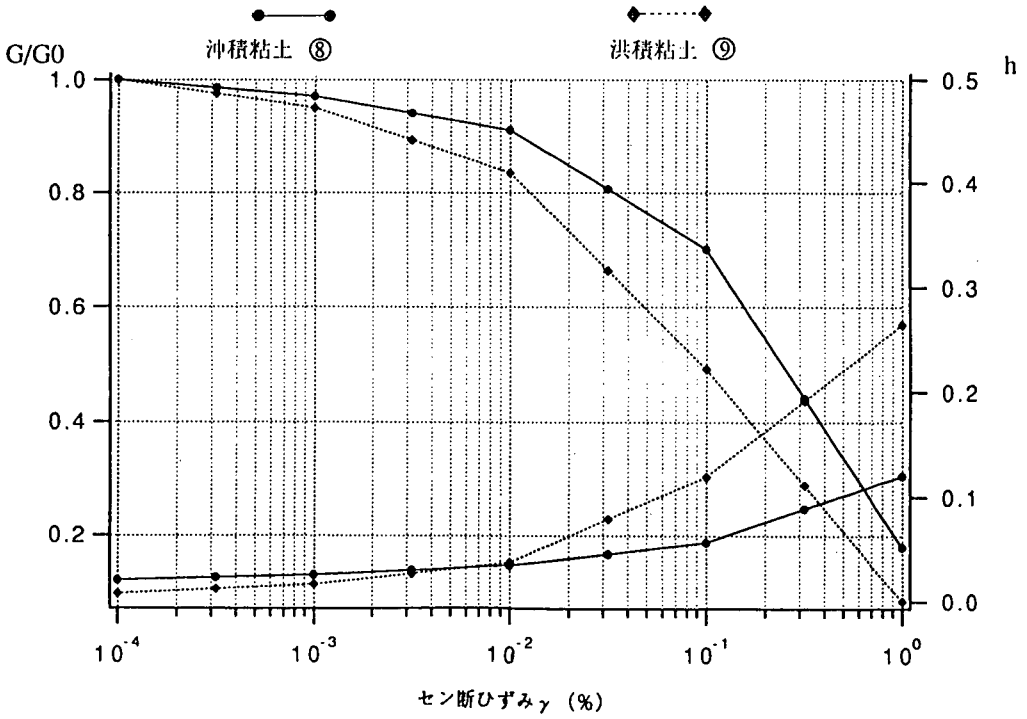
表－3.2.2 (b)　解析用地盤モデル（つづき）

	A-4	A-6
平均値 －1σ	 TG=0.69s（III種地盤）	 TG=0.82s（III種地盤）
平均値 ＋1σ	 TG=0.48s（II種地盤）	 TG=0.54s（II種地盤）

注）G／G0～γ，h～γは図－3.2.13の番号に対応する



(a) 砂質土層



(b) 粘性土層

図－3.2.13 非線形曲線

3.2.3　地盤の応答解析

代表的な応答諸量として、最大加速度応答および最大せん断応力の深度方向分布図をそれぞれ図－3.2.14、3.2.15に示す。

これらの図から地盤の剛性の違いや入力波形の繰返し特性により最大応答値は異なり、一定の傾向は示さないことがわかる。これは入力波形の周期特性と地盤の周期特性の違いが大きく関係するものと考えられる。

図－3.2.16は地盤の周期特性として伝達関数を示したものであり、原波形の特性による違いは大きくはないが、地震動レベルによる違いが大きく、卓越周期はＬ－１で0.32～1.08秒に対しＬ－２では0.59～1.66秒となっている。

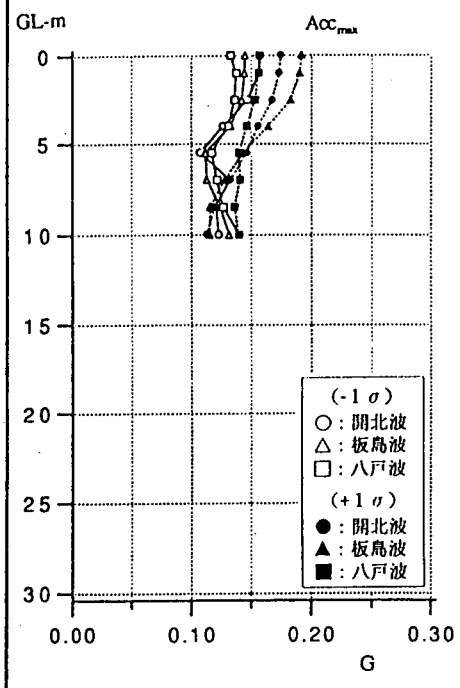
しかし、図－3.2.17に示す基盤面での速度応答スペクトルは、原波形や地盤モデルによって若干のばらつきは見られるものの、有意な差とはなっていないことがわかる。

これらの図表は、基盤面をⅡ種とした場合を対象としたもので、地盤タイプとしては表層地盤が最も薄いＡ１地盤と厚いＡ６の地盤モデルについて示したものである。このため基盤面の地盤種別の違いや中間的な層厚の地盤(A3)についても同様の傾向が得られるかどうかの確認も行った。図－3.2.18にその結果を示すが、基盤面の応答スペクトルはＬ－１、Ｌ－２ともに、表層地盤の特性によって大きく変化しないこと、しかし、基盤面の地盤種別によってその目標スペクトルが大きく異なる、特に、長周期領域（0.4 秒以上）では大きな傾向の違いが見られる。

したがって、今回の解析結果から、基盤面での地震動強度（スペクトル特性）の設定にあたっては、原波形の繰返し特性や表層地盤の条件の違いは大きくは影響せず、基盤面の地盤種別をどう取扱うかを定めれば、おのずと決定されるものと考えられる。図－3.2.18からわかるように、基盤面の地盤種別により入力地震動強度が大きく異なることから、本解析で得られた地盤内のせん断応力を用いた液状化の概略検討を実施した上で入力地震動を設定することとした。

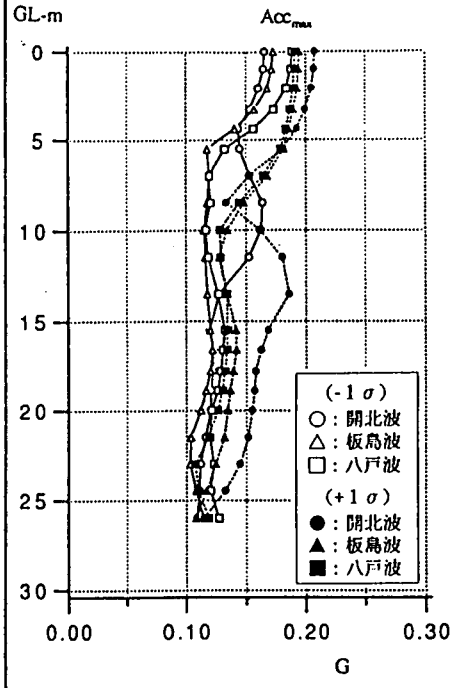
	A 1 地 盤	A 6 地 盤

L1



地表最大加速度（gal）

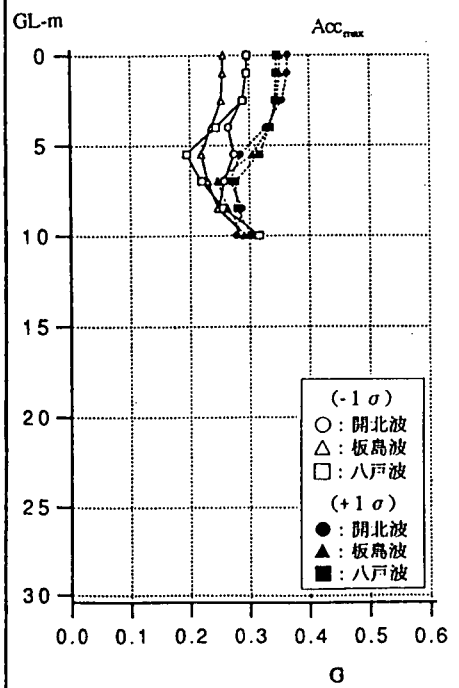
	開北波	板島波	八戸波
-1 σ	155	142	135
+1 σ	171	188	154



地表最大加速度（gal）

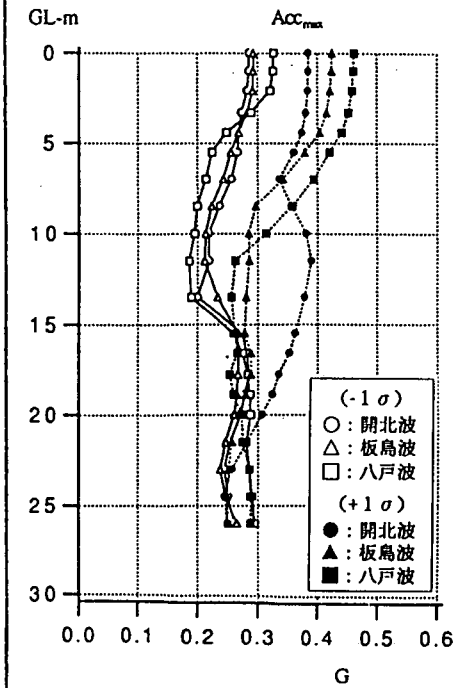
	開北波	板島波	八戸波
-1 σ	162	170	185
+1 σ	204	191	187

L2



地表最大加速度（gal）

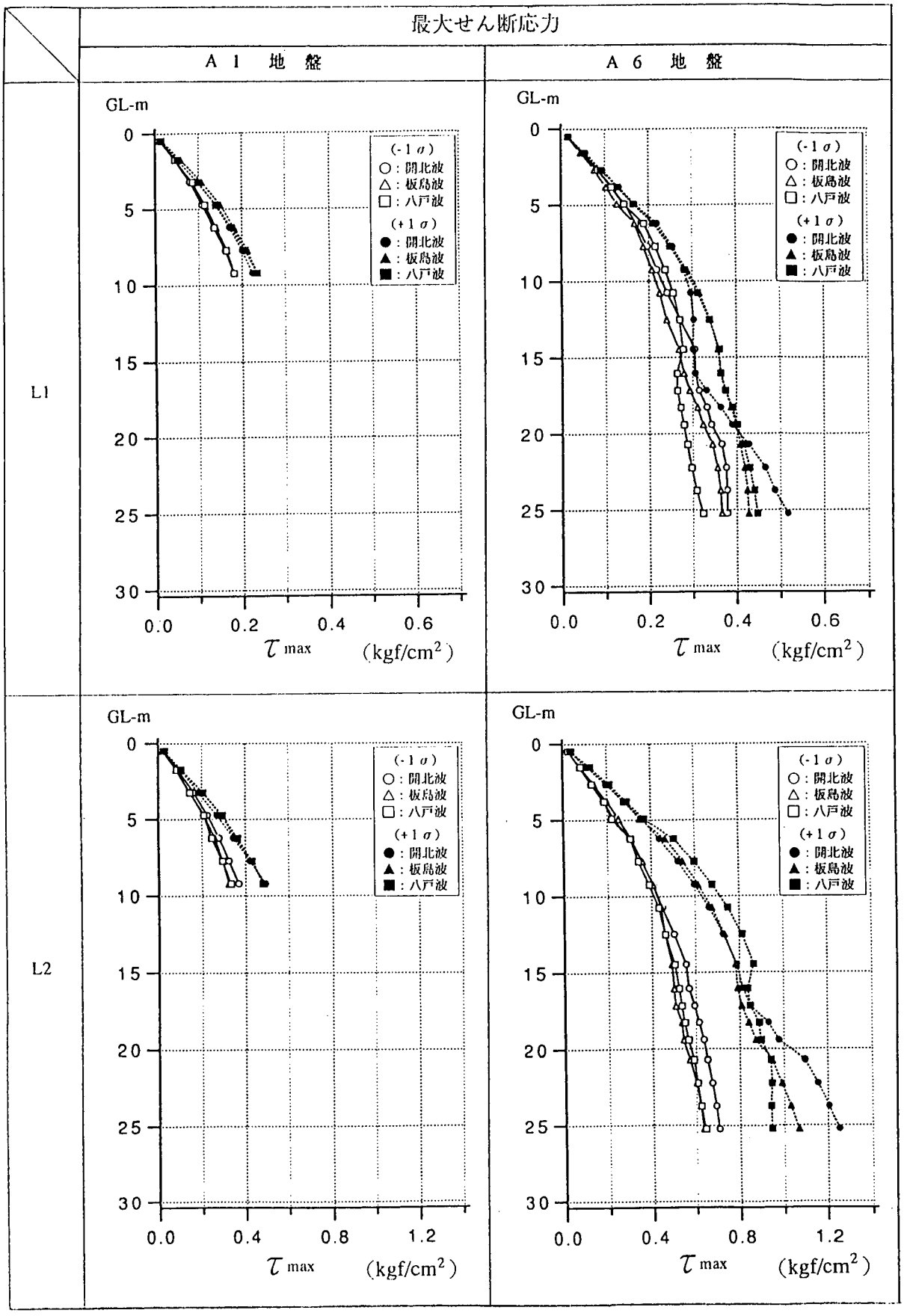
	開北波	板島波	八戸波
-1 σ	290	251	291
+1 σ	358	345	339



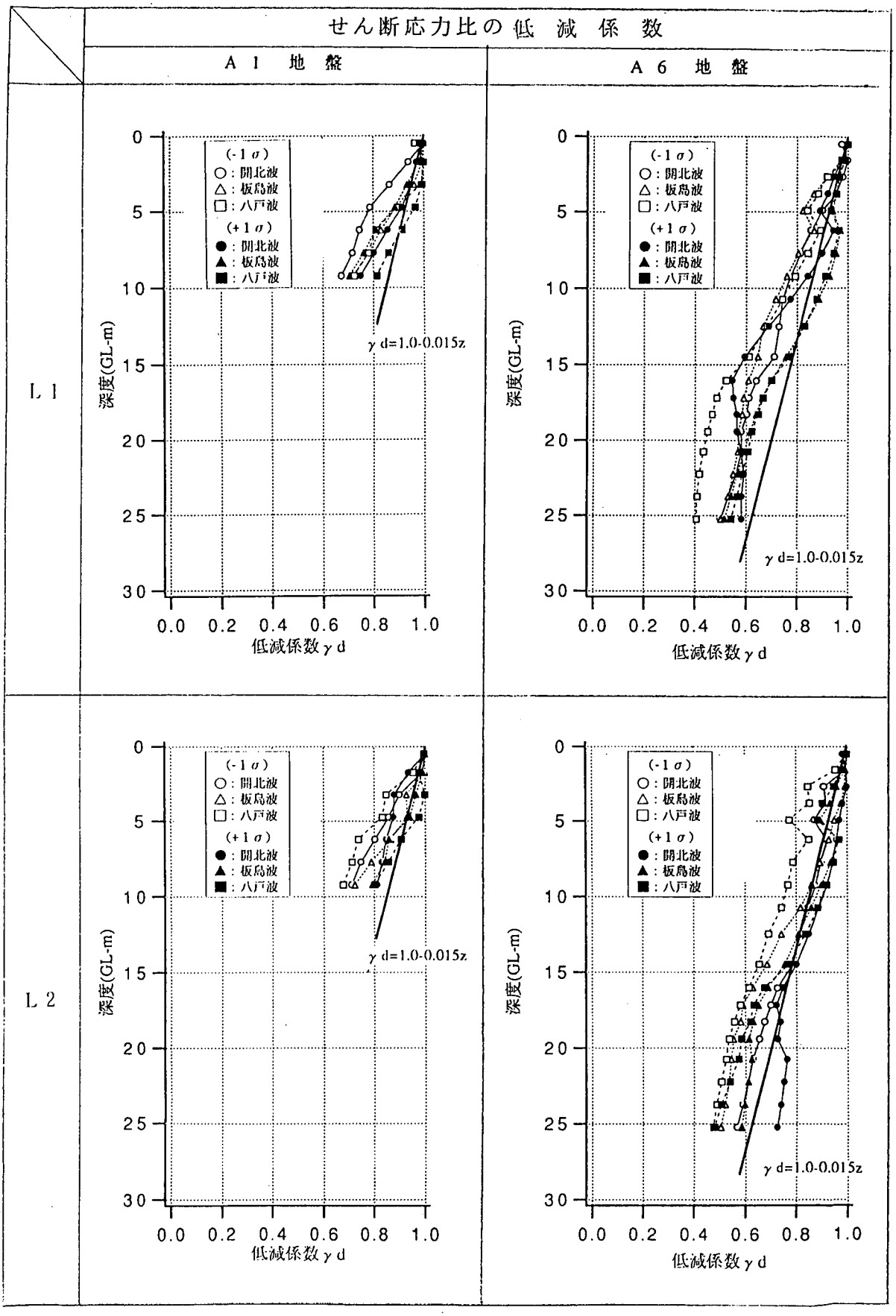
地表最大加速度（gal）

	開北波	板島波	八戸波
-1 σ	280	288	321
+1 σ	378	418	453

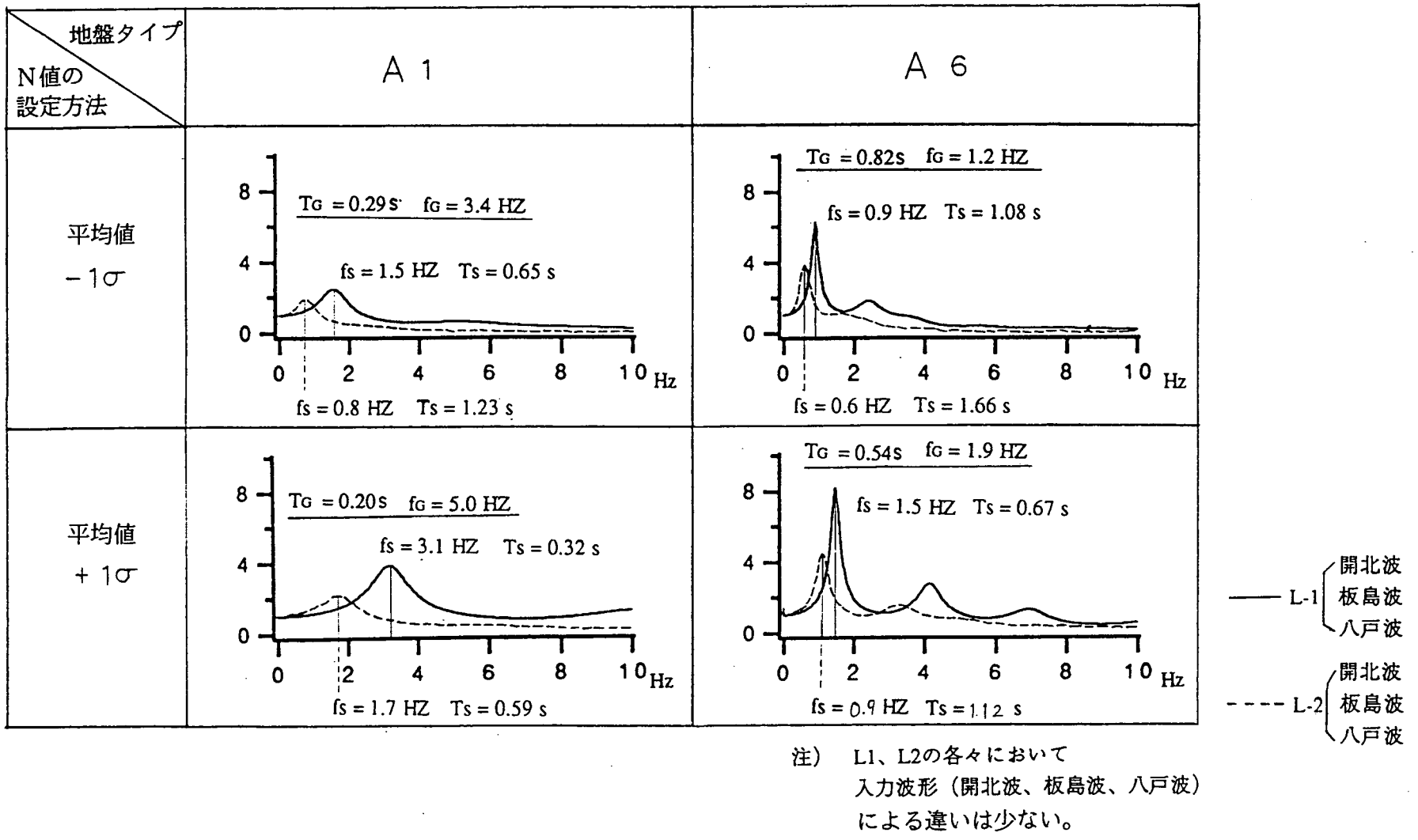
図－3.2.14　最大応答加速度分布の比較



図－3.2.15(a) 最大せん断応力と（γ d）の分布

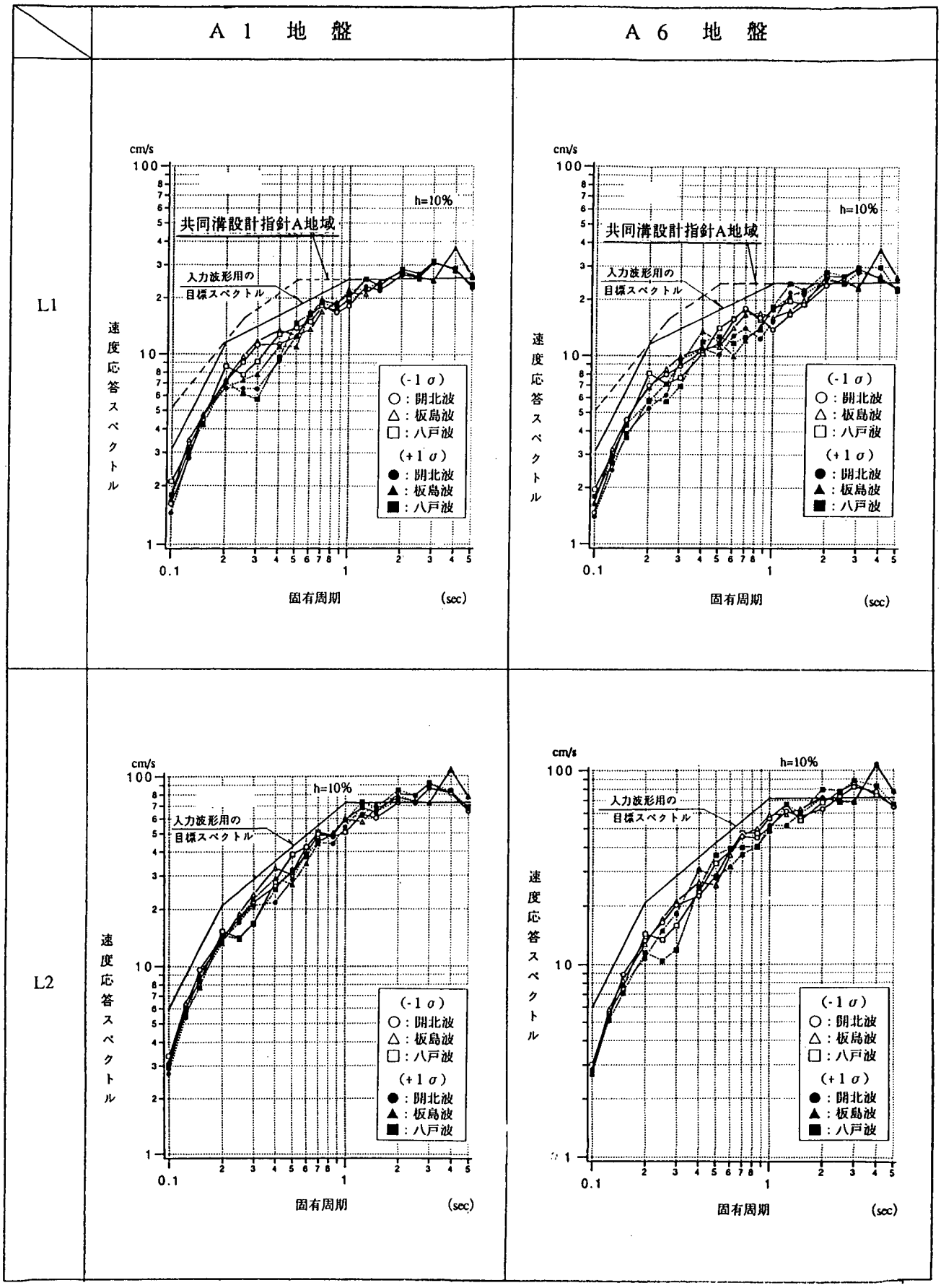


図－3.2.15(b) 最大せん断応力と（γd）の分布（つづき）

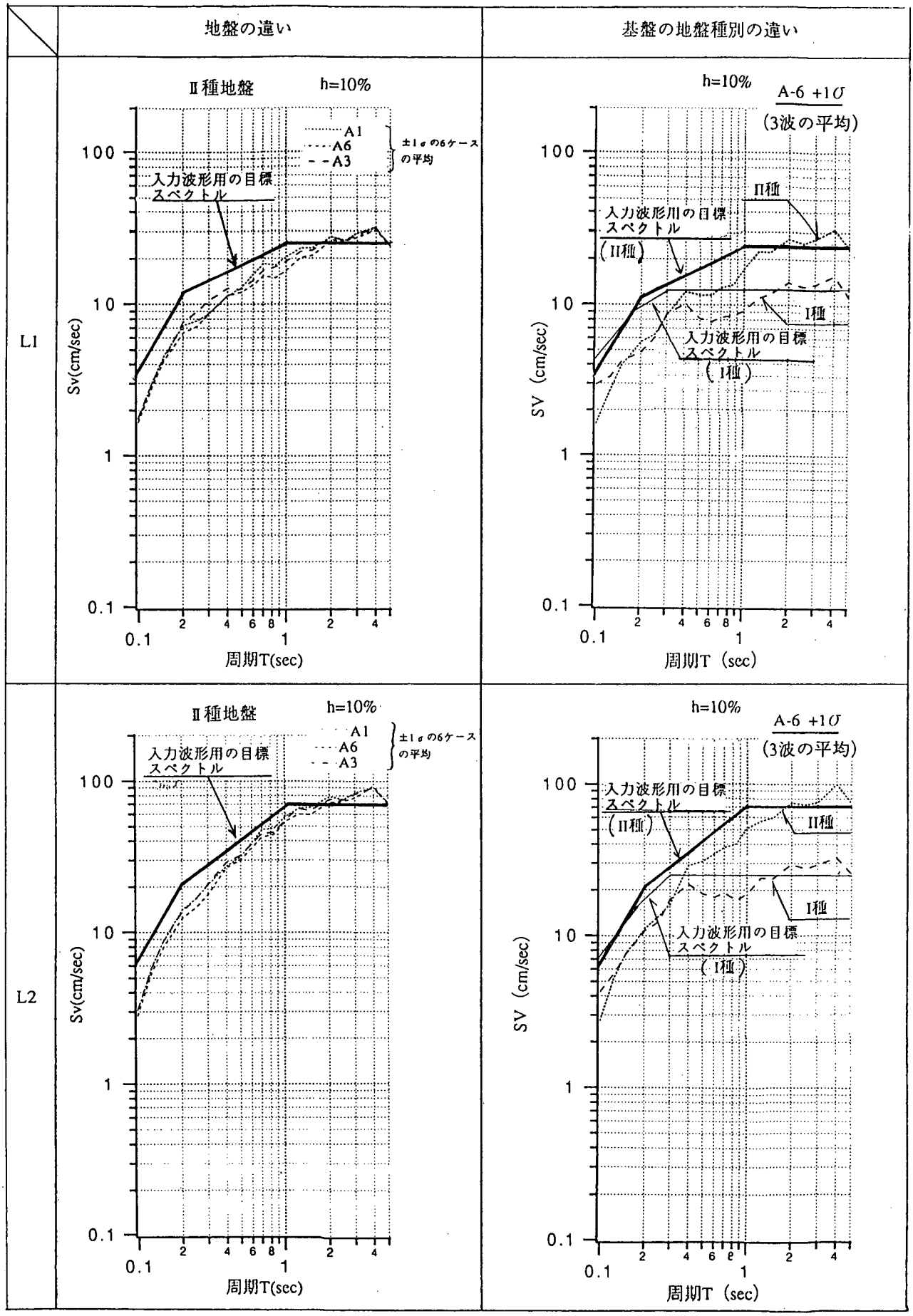


注） L1、L2の各々において
入力波形（開北波、板島波、八戸波）
による違いは少ない。

図－3.2.16 伝達関数（地表／基盤面）の比較



図－3.2.17 基盤面における速度応答スペクトル（h＝10%）



図－3.2.18　地盤条件および基盤の地盤種別の違い（Ⅰ種，Ⅱ種）による速度応答スペクトルの比較

3.2.4　応答解析結果にもとづく液状化の概略検討

3.2.3に示したように、入力地震動の設定にあたっては、基盤面の地盤種別の評価方法によって、そのレベルが大きく異なる。このため、液状化の概略検討を実施し、液状化の発生の予測として現実的な結果を与えるレベルを設定することとした。液状化の判定方法としては、表－3.2.3に示す比較的簡易な方法から詳細な方法が想定されるが、ここではゆるい砂質土層（N＝5）から比較的密な砂（N＝20）までを対象としていること、また地盤内のせん断応力の時刻歴応答がすでに求められていることから判断し、昨4年度にも提案した④の累積損傷度理論にもとづく判定法を採用し、液状化の発生程度を評価することとした。

しかし、すべての解析ケースに対して同手法を適用して判定を行うことは極めて煩雑であること、また、判定を実施するに見合った強度特性を設定することが現状では困難なことから表－3.2.3に示した①、②での比較的簡易な判定方法の結果を補正する方法で検討することとした。

累積損傷度理論にもとづく液状化判定は、表－3.2.3に示したように、室内繰返し試験で求められた強度曲線（ＳＲ－Ｎｃ）を疲労曲線（Ｓ－Ｎ）と見なし、せん断応力の時刻歴波形おのおのの損傷度を求め、これを累積し損傷度Ｄが1.0となるせん断応力波形を求めるもので、判定結果は、設計入力地震を用いた最大せん断応力に対するＤ＝1.0 となる場合の最大せん断応力$SR_{D=1.0}$の比でもって定義している。

本検討では、$SR-N_C$ 曲線は図－3.2.19に示す龍岡ら[13] が実施してとりまとめた試験結果を適用することとし、3.2.3で算定した各ケースのせん断応力波形を用いて損傷度を求め、図－3.2.20のように$R_{\ell 20}$ に対する比を通常の判定結果に対する累積損傷度による補正係数として定義し、①、②の手法によるＲに対して、累積損傷度理論では、図－3.2.20の補正係数を乗じることで概略判定ができるものと考えた。

図－3.2.21、3.2.22は、①、②の方法にもとづき判定結果を示したものである。このうち図－3.2.21は、平均粒径D_{50}を0.15㎜、図－3.2.22は0.25㎜としたものであり、図－3.2.21の方が大きな強度となる。なお、これらの図に示したせん断応力は、基盤面をⅡ種とした解析結果であり、液状化判定上は安全側の外力を用いていることとなる。これらの結果、比較的ゆるい砂地盤（Ｎ＝4～5）はD_{50}＝0.15㎜としたを除けばＡ1地盤Ｌ1、Ｌ2ともに液状化すると判定される。一方、比較的密な地盤ではD_rが90％の場合でもＬ2の場合は液状化するとの結果である。これに対し、図－3.2.23、3.2.24は累積損傷度を適用した場合のＬ2に対する結果を示したものであるが、D_rが80％以上の砂質土層では液状化しないと判断できる。なお、本手法では、原波形の繰返し特性が大きく影響することとなり、板島波が最も安全側の結果を与えることがわかる。これは、せん断応力の繰返し特性を比較した図－3.2.25に示すせん断応力の低減特性からわかるように、板島波のものがほぼ地盤特性や入力地震動レベルによらず最もせん断応力が低減しづらいとの結果を反映したものである。

表－3.2.3　液状化判定方法の比較

計算方法

道路橋示方書によるF$_L$法[6]

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (3.7.1)$$

$$R = R_1 + R_2 + R_3 \quad \cdots\cdots (3.7.2)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \cdots\cdots (3.7.3)$$

$$R_1 = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \cdots\cdots (3.7.4)$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.05\text{mm}) \\ 0.225\log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leqq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{ mm} < D_{50} \leqq 2.0\text{mm}) \end{cases} \quad (3.7.5)$$

$$R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leqq FC \leqq 40\%) \\ 0.004\,FC - 0.16 & (40\% < FC \leqq 100\%) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.7.6)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015\,x \quad \cdots\cdots (3.7.7)$$

$$k_s = c_E \cdot c_G \cdot c_I \cdot k_{s0} \quad \cdots\cdots (3.7.8)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_W + \gamma_{t2}(x - h_W)\}/10 \quad \cdots\cdots (3.7.9)$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} h_W + \gamma'_{t2}(x - h_W)\}/10 \quad \cdots\cdots (3.7.10)$$

ここに，

F_L：液状化に対する抵抗率

R：動的せん断強度比

L：地震時せん断応力比

R_1：N値と有効上載圧σ'_vの関数で表される動的せん断強度比 R の第1項

R_2：平均粒径 D_{50} の関数で表される動的せん断強度比 R の第2項

R_3：細粒分含有率 FC の関数で表される動的せん断強度比 R の第3項

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s：液状化の判定に用いる地表面での設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

σ_v：全上載圧（kgf/cm²）

σ'_v：有効上載圧（kgf/cm²）

N：標準貫入試験から得られるN値

D_{50}：土の平均粒径（mm）

FC：細粒分含有率（%）（粒径74 μm以下の土の質量百分率）

x：地表面からの深さ（m）

c_E：4.3に規定する地域別補正係数

c_G：4.3に規定する地盤別補正係数

c_I：4.3に規定する重要度別補正係数

k_{s0}：液状化の判定に用いる標準設計水平震度（0.15とする）

γ_{t1}：地下水位面より浅い位置での土の単位重量（tf/m³）

γ_{t2}：地下水位面より深い位置での土の単位重量（tf/m³）

γ'_{t2}：地下水位面より深い位置での土の有効単位重量（tf/m³）

h_W：地表面から地下水位面までの深さ（m）

密な砂への適用[11]

（動的せん断強度比R …… 国生らの方法）

・動的最大せん断強度R

$$R = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} = a\,\{N_1^{0.5} + (b \cdot N_1)^n + c - 14.8 \cdot f(D_{50})\} \quad (1)$$

ここに，

$$f(D_{50}) = 0.225\log_{10}(D_{50}/0.35) \quad (0.04\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.6\text{mm})$$

$$f(D_{50}) = 0.05 \quad (0.6\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 1.5\text{mm})$$

a，b，c，n：定数（表－1 による）

D_{50}：平均粒径（mm）

N_1：基準N値　　N：N値

$N_1 = 2.5 \cdot N / (1.5 + \sigma_v')$

σ_v'：有効上載圧　(kgf/cm²)

ただし、表－1 の軸ひずみは、両振幅値である。また、N値が、ある程度以上大きい場合はc＝0と考えても誤差は小さい。

表－1　式（1）の定数の値

		a	b	c	n
ε_{DA}＝2%	N_{eq}＝10	0.0639	0.0346	0.312	3.12
	N_{eq}＝20	0.0584	0.0336	0.312	2.80
	N_{eq}＝30	0.0554	0.0318	0.312	2.78
ε_{DA}＝5%	N_{eq}＝10	0.0760	0.0420	0	4.77
	N_{eq}＝20	0.0676	0.0368	0	4.52
	N_{eq}＝30	0.0631	0.0345	0	4.00

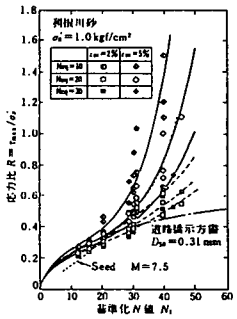


図-1　国生らの式による液状化強度比とN_1の関係[27]

地震荷重の不規則性の評価[12]

（地震時せん断応力比L …… 安田らの方法）

・波形の平均スペクトル強度$\overline{SI}$

$$\overline{SI} = \int_{0.1}^{2.5} S_v\, d_T / (2.5 - 0.1)$$

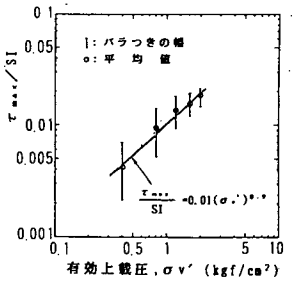
Sv：地表の速度応答スペクトル（h=20%）

T　：周期（sec）

・地震時せん断応力比　L

$$L = 0.01\frac{SI}{(\sigma'_v)^{0.1}}$$

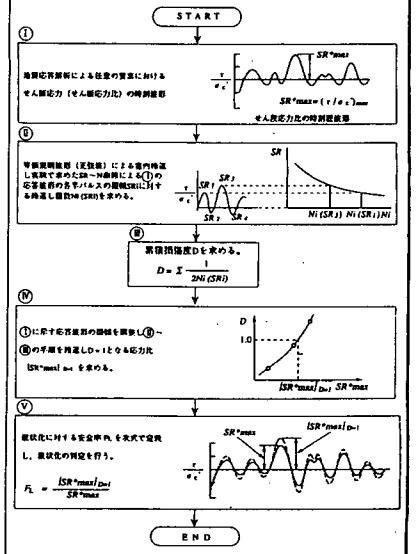
$\sigma'v$：有効上載圧（kgf/cm²）



図－2　τ_{max}/SIとσ_v'の関係

累積損傷度理論による[13]

（密な砂の強度および地震動の不規則性を考慮）



特徴

道路橋示方書によるF$_L$法[6]

・簡易法（F$_L$法）の内、設計レベルでは全国的に適用されている。

・N値30以上の密な地盤に対して信頼性が乏しい。

・クリーンな砂に対するR＝0.0042D$_r$の関係をもとに、D$_{50}$、F$_c$による補正を加えている。

・地震荷重の不規則性の評価が十分でない（データが乏しいため）。

・地震時せん断応力は、深度分布は低減（係数：γ_d ＝1.0 －0.015X）する方法で簡易的に求めている。

密な砂への適用[11]

・図－1に示すように、N値20以下では、道示やSeedの方法との対応性もよく、さらにN値30以上のせん断強度またはN値30以上の密な地盤は液状化しにくいという過去の被災事例とよく一致している。

・せん断ひずみレベルε_{DA}、等価繰り返し回数N_{eq}に対する補正が考慮されている。

・相対密度は、緩い地盤に対しては$D_r = 21 \times \sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma_v'}}$

密な地盤に対しては$D_r = 36 \times \left(\frac{N}{\sigma_v' + 1.5}\right)^{0.37}$の関係を適用している。

・地震時せん断応力は、一般的に道示の方法と同じである。

地震荷重の不規則性の評価[12]

・地震波形の不規則な振動（地震動）のエネルギーを評価できる。

・地震応答解析を必要とすることから解析費がやや高価である。

・安田らによると道示の方法のようにτ_{max}で比較するよりもSI値を用いた方が、液状化判定の結果の信頼性は高いということである。

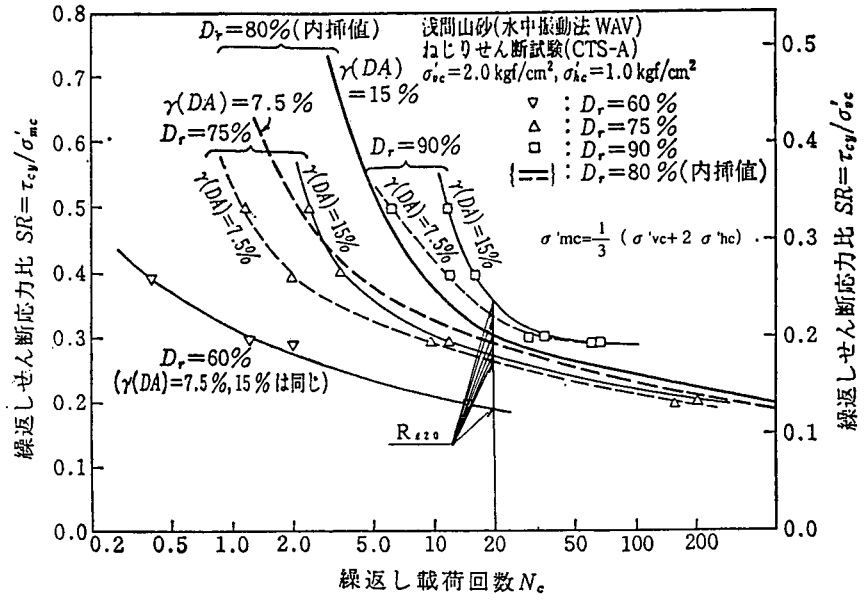
累積損傷度理論による[13]

・地震動の不規則性を考慮できる。

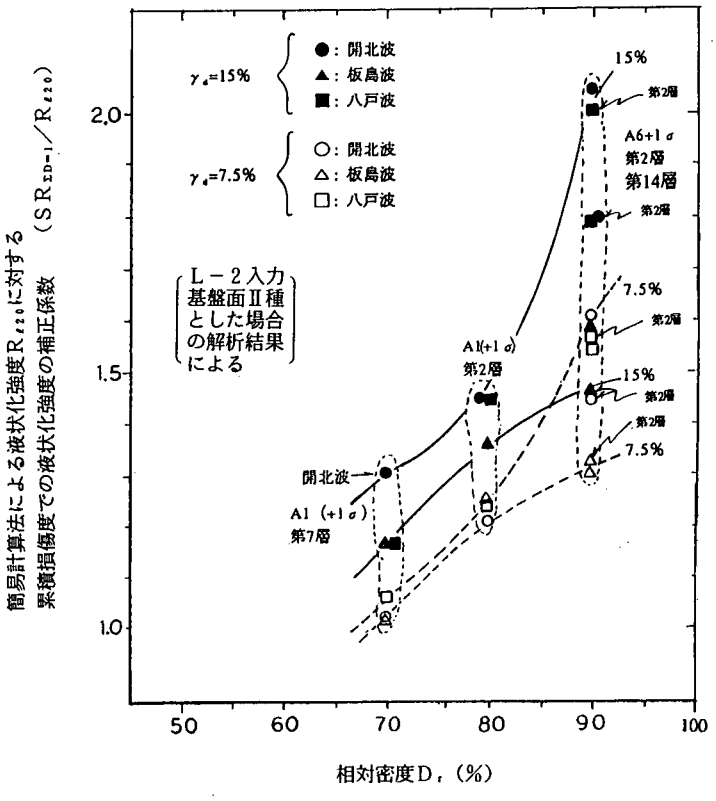
・さらに累積損傷度からひずみの累積または、有効応力の低下に伴う地盤剛性の低下をある程度予測できる。

・地震動の不規則性を考慮した方法としては、汎用性も多くまた信頼性も高い。

・結果の信頼性は、液状化試験によるR－N曲線と地震応答解析方法の精度に左右される。

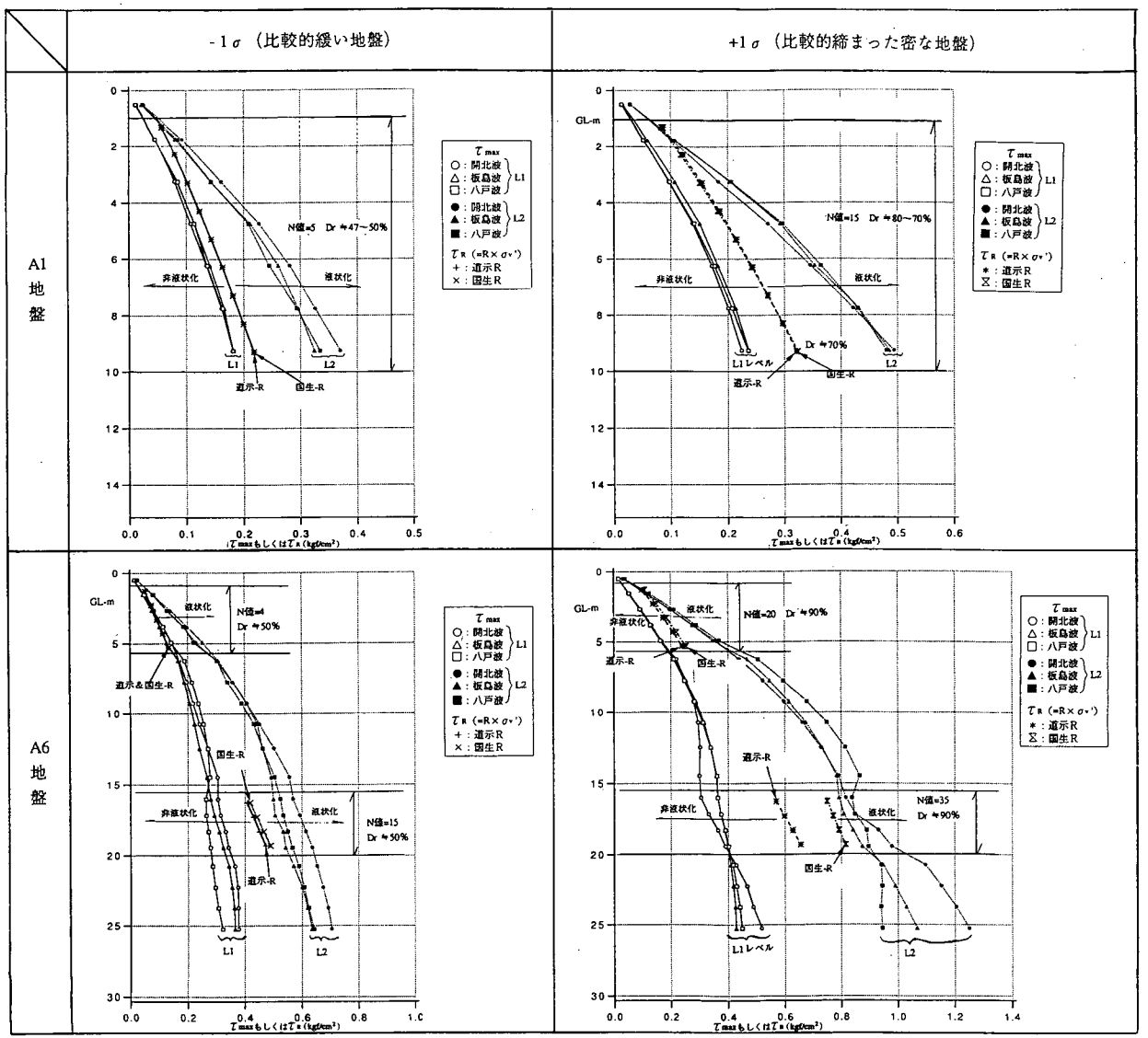


図－3.2.19　SR～N_C 曲線[13)]

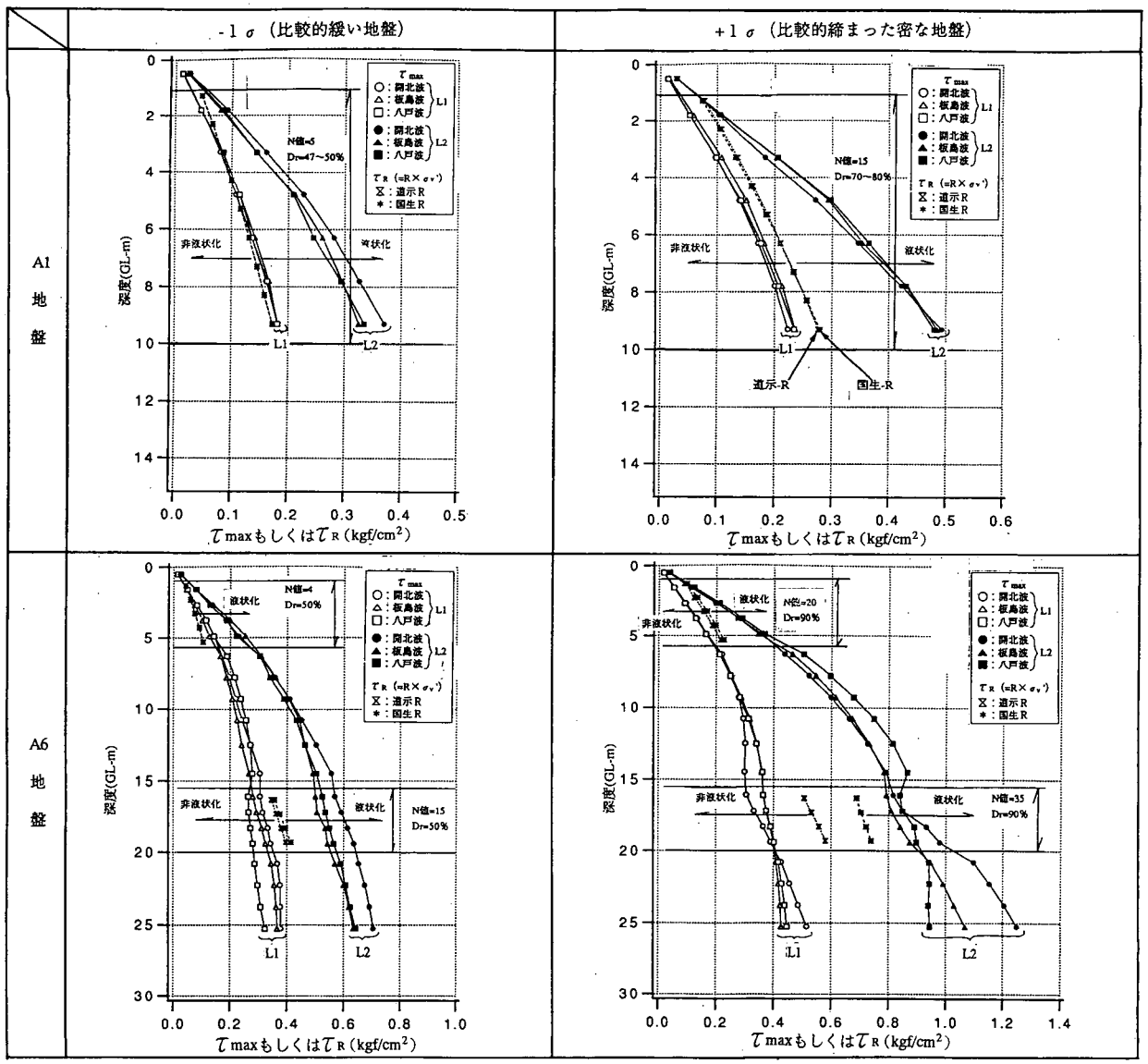


注）　上図は、累積損傷度ΣD＝1になる地盤の限界（疲労限界）と現行の等価繰り返し回数N_{eq}=20（マグニチュードM=7.5 ～8）に対するせん断強度R_{L20}の比である。本解析の結果は、A1、A6 地盤の内、相対密度D_r =70～90%の密な地層を対象に行ったものである。従ってD_r <70、D_r >90の場合や地震波の種類によっては、本解析の方法と同様に検討すればよい。上図には、3種類の波形に対する割り増し係数の範囲を示した。
　また、この割り増し係数は、細粒分の少ない比較的純粋な砂を対象に求めたことから，割り増しを行う場合は、簡易予測式の相対密度に対する値（R_1）に対して行うものとする。

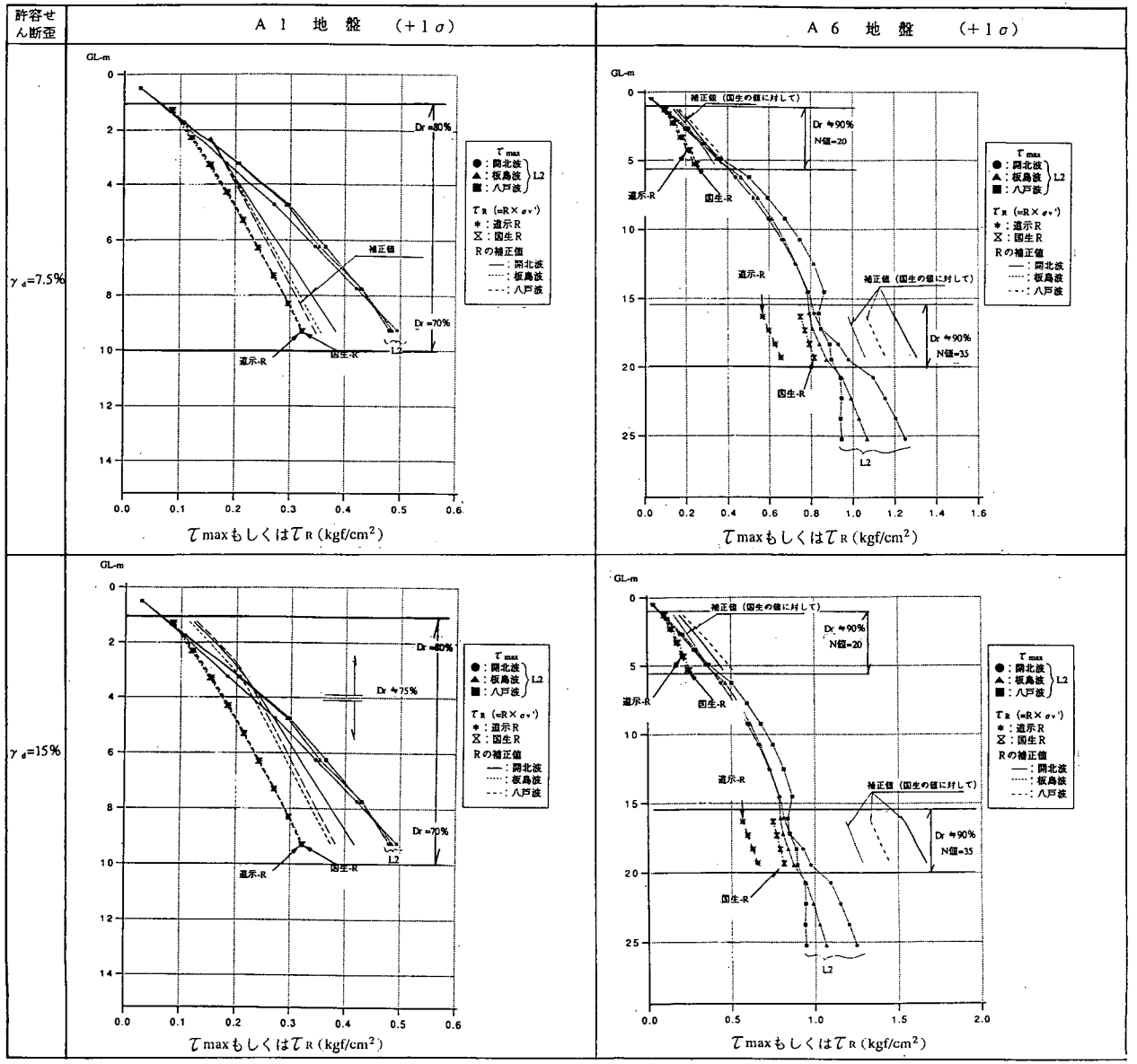
図－3.2.20　相対密度（D_r）とR_1に対する割り増し係数



図－3.2.21　地震時の最大せん断応力τ_{max}と液状化強度τ_R（簡易値）の比較　（砂層D_{50}＝0.15mm）

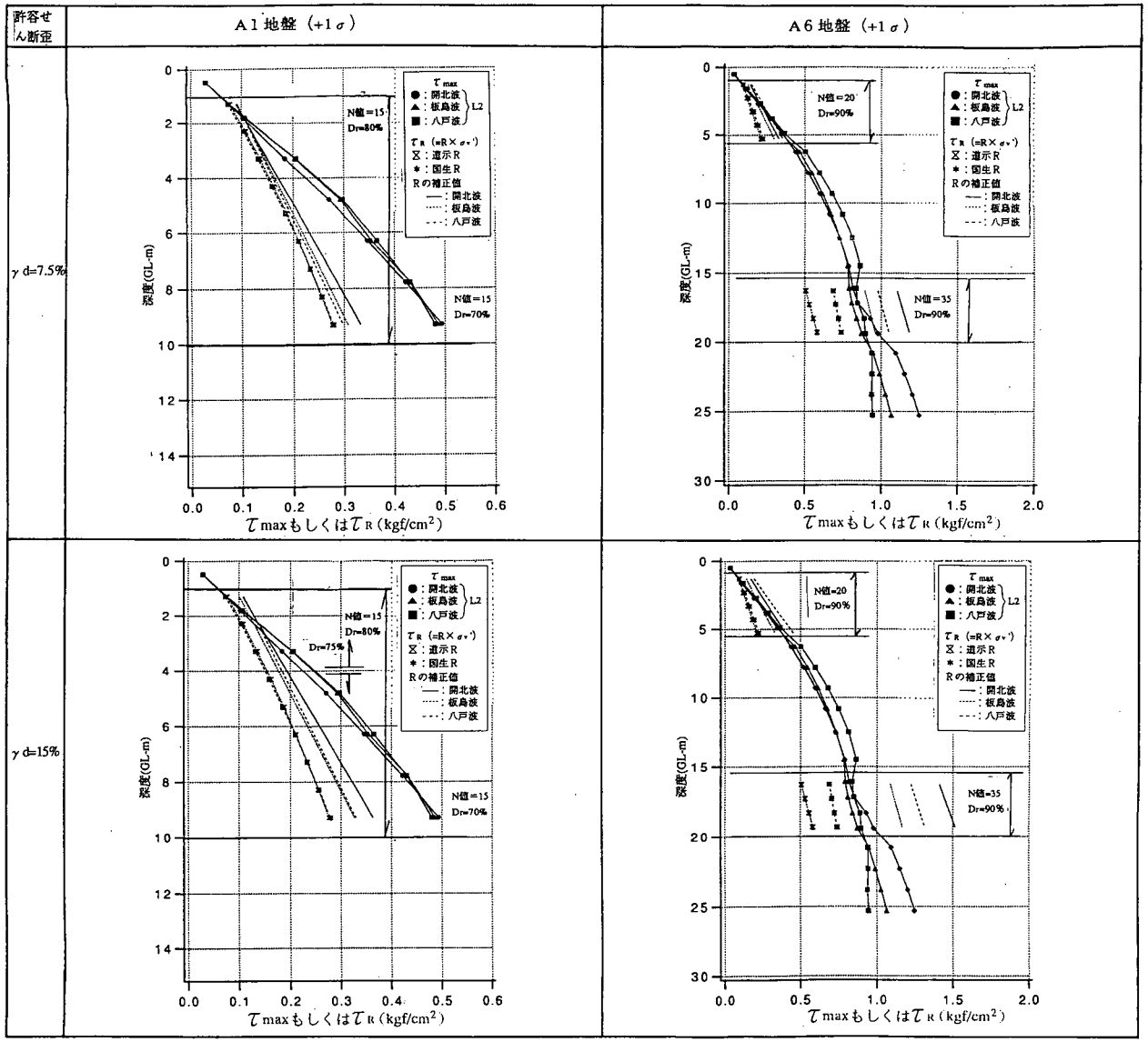


図－3.2.22　地震時の最大せん断応力τ_{max}と液状化強度τ_R（簡易値）の比較　（砂層D_{50}＝0.25㎜）



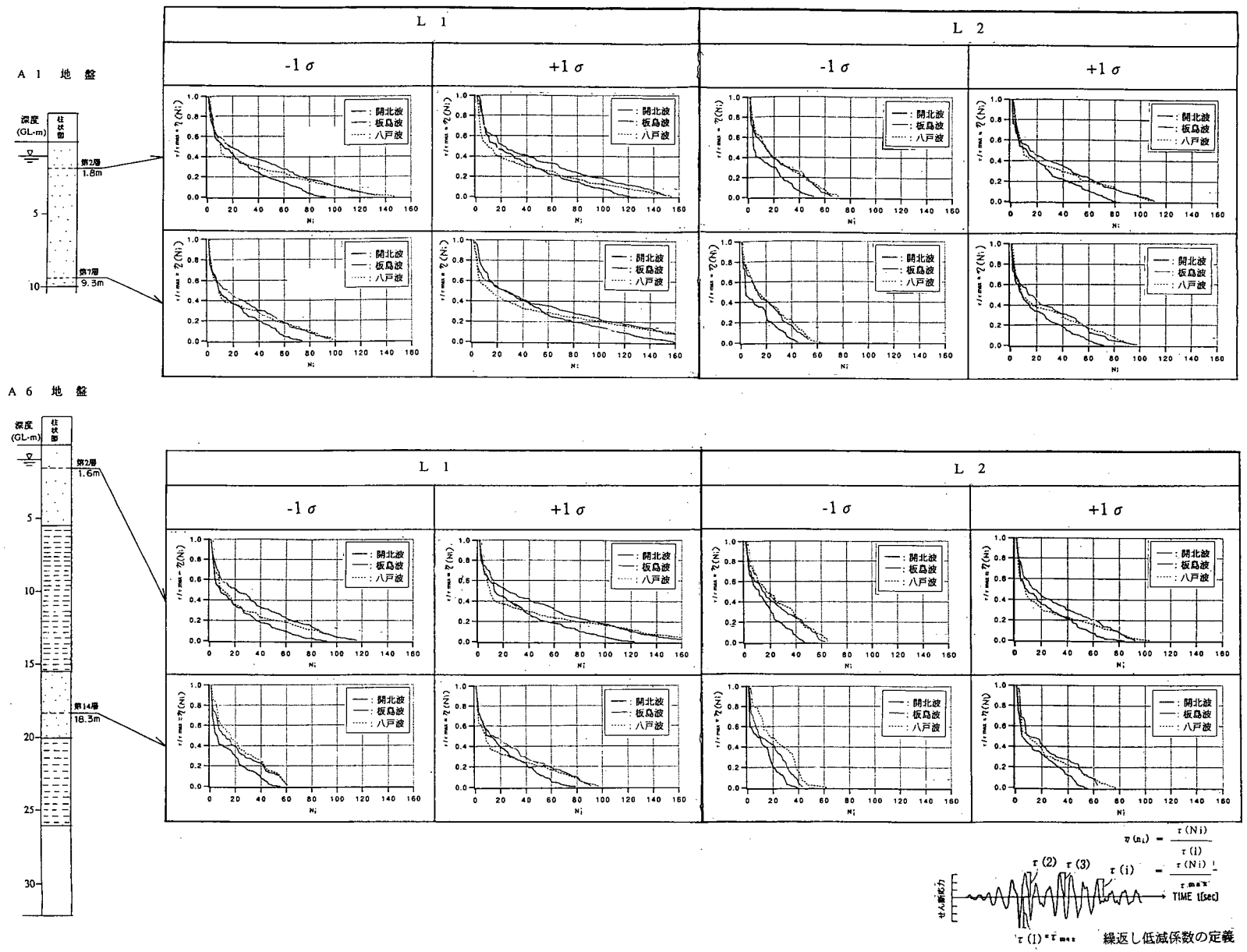
注）補正値：割り増し係数（$SR_D = 1/R_{120}$）を剰じた値

図－3.2.23 地震時の最大せん断応力τ_{max}と液状化強度τ_R（簡易値）及びτ_Rに対する補正値の分布
（砂層D_{50}＝0.15㎜）



注）補正値：割り増し係数（$S_{RD=1}/R_{t20}$）を乗じた値

図－3.2.24　地震時の最大せん断応力τ_{max}と液状化強度τ_R（簡易値）及びτ_Rに対する補正値の分布
（砂層D_{50}＝0.25mm）



図－3.2.25　代表地盤でのせん断応力低減状況

3.2.5　まとめと課題

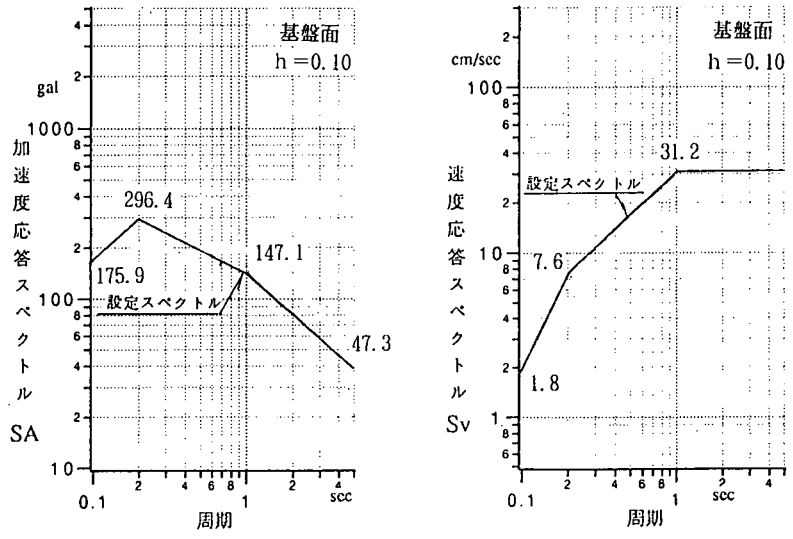
以上一連の検討結果を踏え、設計用入力地震動条件としては以下のように設定する。

① 表層地盤の特性や強震記録の繰返し特性の違いは基盤面の応答スペクトルに与える影響が大きくないことから、設計用スペクトルは解析で得られたすべてを包絡するもので設定することでよい。

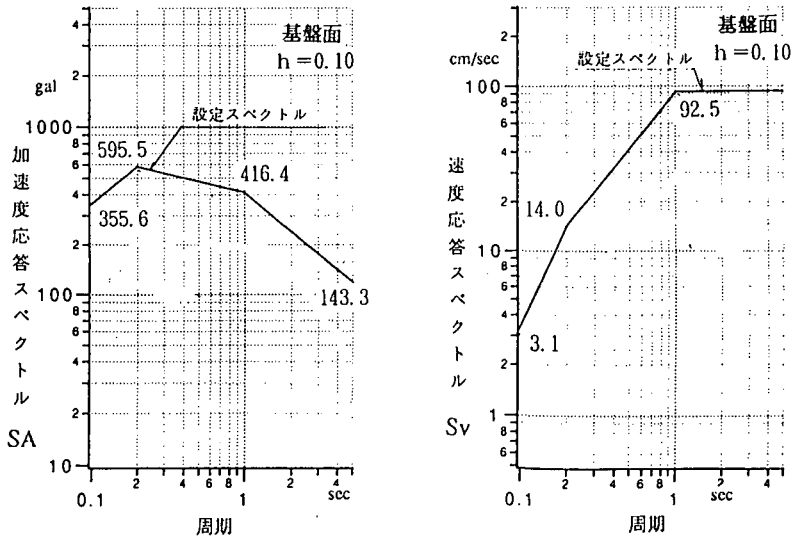
② 基盤面の評価は、Ⅰ種とⅡ種とした場合に大きく異なるが本研究で対象とする耐震設計上の基盤面はV$_s$でせいぜい400 ～500m/s程度と考えられることや、液状化の概略検討では、Ⅱ種地盤のものでほぼ妥当な結果が得られたことから地震動強度を大きく評価するⅡ種地盤とする。

③ 時刻歴加速度波形としては、これも液状化判定で結果が安全側となる板島波を原波形として選定する。

これらの方針にもとづき設定した入力地震動強度として、速度応答スペクトルおよび時刻歴波形をそれぞれ図－3.2.26、3.2.27に示す。なお、動的解析プログラムによっては、地中基盤に入射波を入力する解析が可能なものがあることから、この場合には図－3.2.10に示した時刻歴波形のうち板島波を振動調整して

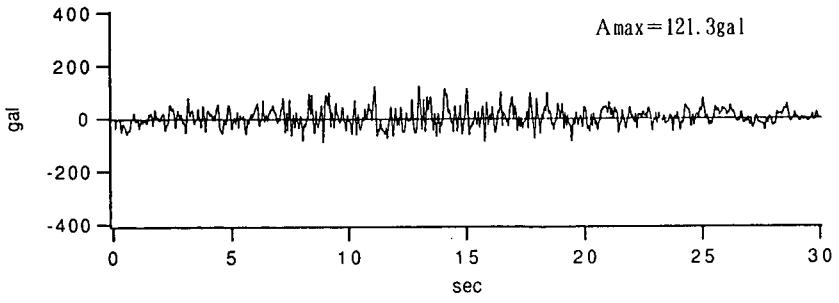


(a)L－1

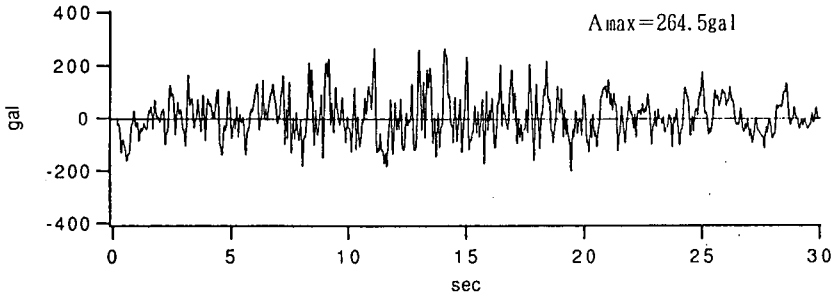


(b)L－2

図－3.2.26　設定スペクトル



(a)　L－1用設定スペクトル　適合波形（h＝10%）



(b)　L－2用設定スペクトル　適合波形（h＝10%）

図－3.2.27　加速度時刻歴波形

作成した波形を用いてよい。

なお、スペクトル解析を実施する場合は図－3.2.26を適用できるが同図はｈ＝0.10として作成しており、対象構造物の特性や地盤特性により減衰定数が異なることから解析にあたっては、対象とする地盤や構造物特性に応じて適切に減衰定数を定め、式（3.2.3）の関係を用いて補正を行わなければならない。

なお、これらの設定結果は、限られた条件（地盤、強震記録）のもとで設定したものであり、今後、本研究で実施する解析に使用し、その適用性や妥当性を評価しながら、より合理的なものとして行くことが必要と考えられる。

（日本技術開発）

参考文献

1)　建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、平成５年５月

2)　荒川直士・川島一彦：動的解析における人力地震動の設定法、土木技術資料、26-3、pp.10～15、1984.

3)　建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 ― （その10）速度応答スペクトルの距離減衰式 ― 、土木研究所資料第3123号、平成４年６月

4)　建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法、土研資料第2120号、昭和59年３月

5)　栗林栄一・龍岡文夫・吉田精一：明治以降の本邦の地盤液状化履歴、土木研究所彙報、No.30、1974.

6)　日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ．耐震設計編、1990.2.

7) (財)高速道路調査会：耐震設計に関する研究、昭和53年度報告書、昭和54年２月

8) Yorihiko Ohsaki, Osamu Sakaguchi : MAJOR TYPES OF SOIL DEPOSITS IN URBAN AREAS IN JAPAN, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 13, No. 2, June, 1973.

9) 岩崎・龍岡・高木：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ）── 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 ― 、土木研究所報告 153号の２

10) Takeji Kokusho, Yasuo Yoshida and Yasuyuki Esashi : DYNAMIC PROPERTIES OF SOFT CLAY FOR WIDE STRAIN RANGE, SOILS AND FOUNDATIONS Vol. 22, No. 4, Dec, 1982.

11) 国生・吉田・長崎：密な砂地盤のＮ値による液状化判定法、第19回土質工学研究発表会講演集、pp. 559～562、1984.

12) 安田　進・吉川洋一・牛島和子・石川利明：ＳＩ値を用いた液状化予測手法、第28回土質工学研究発表会講演集、pp. 1325～1328、1993.

13) 大石・龍岡：東京湾横断道路における人工島の土質工学的諸問題、土と基礎、Vol. 34、No. 1、pp. 19～25、1986.

14) 古関潤一・松尾　修：液状化性地盤上の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析、第29回土質工学研究発表会発表予定、1994.

3.3 数値解析計画

3.3.1 液状化対策工法の開発・設計で用いられる数値解析の目的

液状化対策工法の開発・設計に用いられる二次元（または三次元）の有限要素法による数値解析手法として、以下のようなものがある。

(1) 有効応力解析

実大レベルにおける詳細な挙動を予測する。

(2) 全応力解析

1) 動的応答解析

対策工の存在による地盤と構造物の応答特性の変化、地盤のせん断変形の拘束効果などを予測する。

2) 過剰間隙水圧の発生・消散解析

構造物と対策工の影響を考慮して地盤の過剰間隙水圧の発生量を予測する。

3) 永久変形解析

地震動終了後の地盤と構造物の変形・変位量を予測する。

これらの手法のうち一般に普及しているものは限られており、各機関が個別に開発・保有しているものを以下のような目的に応じて利用しているのが現状である。

a. 工法の開発段階で、実大レベルにおける有効性の確認に用いる。

b. パラメトリックな計算を大量に行い、設計図表等を作成するために用いる。

c. 具体的な現場の設計段階において、必要改良範囲の設定、あるいは別途設定した改良諸元のもとでの対策効果の検証に用いる。

3.3.2 本共同研究における一斉解析の必要性

本共同研究の最終的な目的は、新たに開発する工法も含む各種の耐震対策工法の設計・施工法を体系化し、「軟弱地盤の耐震対策技術マニュアル」としてとりまとめることである（第1章及び第8章参照）。同マニュアルにおいて、構造物の耐用年数内に比較的起こりやすい中規模地震と稀に起こる大規模地震の2つのレベルを想定した設計法を提案することを目標として、各対策工法の検討を実施している。マニュアルとしてとりまとめる過程では、各工法の適用性を地盤と構造物の条件に応じて評価することも必要とされる。

中規模地震を想定した対策工法の設計は、従来より行われている設計と対応するものであるが、これは、最適な工法を選定する段階における簡易設計と、選定された対策工法の仕様を決定する段階における詳細設計の2段階に分けることができる。前述した c. の目的での数値解析の利用は、詳細設計の一手法として位置づけられる。設計法の体系化を進めるうえでは、このような場合に用いる解析プログラムを工法間で統一することが望ましい。

大規模地震を想定した対策工法の設計は、設計思想自体が必ずしも確立されていないが、比較的重要な構造物において地震後の変形・変位量を規定する形で採用されることが予想される。このような変形・変

位量を詳細に予測する手法としても数値解析が用いられることになるが、設計法の体系化という観点からは、この場合の解析プログラムも工法間で統一できることが望ましい。

さらに、各種対策工法の適用性を合理的に評価するうえでも、できる限り同一の解析プログラムを用いて計算した結果に基づいて比較を行うことが必要とされる。

本共同研究に参加している民間会社の数値解析プログラムの保有状況を表－3.3.1に示す。二次元の解析プログラムで各社の保有率が高いものはFLUSHのみであるが、これは動的応答解析であるため、前述したc.の目的での適用可能範囲は限られている。

表－3.3.1　数値解析プログラムの保有状況

解析手法 / 対象	全応力		有効応力（Δuの算定）		備考
	プログラム名	保有会社	プログラム名	保有会社	
一次元 地盤	SHAKE	小野田，不動 復建，他	YUSAYUSA (YUSAYUSA-2)	小野田，不動 五洋，復建，他	
			DESRA (FINN)	フジタ，五洋他	
			一次元応答解析	戸田	
二次元 地盤～構造系	FLUSH	フジタ，不動 復建，小野田他	SADAP	不動，他	
	Supper-FLUSH	不動	CONSEP/G	フジタ，前田	
			NANSSI (NANSSI/2D)	フジタ，戸田	
			DIANA (DIANA-J2)	間，五洋，戸田	
	SIGNAS	不動	DYNAFLOW	鹿島	
			LIQCA	間	
			MALIA-2	前田	
			MUDIAN	竹中	

各社が保有する有効応力解析プログラムの概要をまとめて表－3.3.2に示す。二次元の有効応力解析プログラムで用いられる土の非線形モデルは多岐にわたっており、複数のプログラム間で統一したモデルを用いることも極めて困難であることがわかる。

以上の事情を考慮して、本研究においては大規模地震を想定した設計にも対応可能な二次元永久変形解析プログラムとして、建設省土木研究所が所有する「SADAP」及び「GSTR2」[1]を用いた一斉解析を実施し、その結果に基づいて設計法の体系化と適用性の合理的評価に関する検討を行うものとした。実施方針を次項に示す。

表－3.3.2　有効応力解析プログラムの概要

項目 / プログラム名	解析対象	地盤のモデル化	土の非線形モデル（構成式）	数値解析法	構造物のモデル化	その他の特徴
YUSAYUSA (YUSAYUSA-2)	一次元の地盤	集中質量	H－D または R－O 注	逐次積分	――	注）ﾊﾞｰｼﾞｮﾝｱｯﾌﾟ YUSA-2 では R－Oモデルも使用可
DESRA	一次元の地盤	集中質量	H－D	逐次積分	――	
FINN (DESRAと類似)	一次元の地盤	集中質量	H－D	逐次積分	――	
SADAP	二次元の地盤・構造物系	有限要素法	H－D または R－O	直接積分	要素化	
CONSEP/G （構造計画）	二次元の地盤・構造物系	有限要素法 （応答 FLUSH 圧密 ｶﾗｰｷﾝ法）	非線形弾性モデル （西・金谷（電中研）による間隙水圧モデル）	周波数応答 （FLUSH） 時間領域（水圧発生・消散）	要素化	
NANSSI	二次元の地盤・構造物系	有限要素法	弾塑性理論に立脚した非弾性構成式（西によるモデル）	逐次積分	要素化	
NANSSI/2D	二次元の地盤・構造物系	有限要素法	西モデル	直積積分	要素化	粘性境界 側面自由地盤考慮 静的解析重畳可 底面・節点入力
LIQCA	二次元の地盤・構造物系	有限要素法	岡・足立モデル	逐次積分 Newmarkのβ法	要素化、ジョイント要素可	E＋F入力、粘性境界 初期応力解析、圧密解析
DYNAFLOW	一次元の地盤 二次（三次元）の地盤・構造物系	有限要素法	Multi-Yield モデル	逐次積分	要素化、ビーム要素、トラス要素可	鉛直入力地震動可
MALIA-2	一次元地盤 二次元の地盤・構造物系	有限要素法	修正 Multi-Mechanism モデル	逐次積分 Newmark （$\gamma-\beta$法）	要素化、ビーム要素、トラス要素可	基礎式はBiotの多孔質性に対する運動方程式・自重・初期応力解析機能あり 無反射・粘性・タイド境界・荷重反復法
DIANA (DIANA-J2)	二次元の地盤・構造物系	有限要素法	Multi-Mechanism モデル その他	逐次積分 様々な手法	要素化、ビーム要素、ジョイント要素可	２E、E＋F入力、粘性境界、初期応力解析、圧密解析
MUDIAN	一次元地盤 二，三次元の地盤・構造系 軸対象(自主のみ)	有限要素法	多種のモデル化選定できる	逐次積分	要素化、ビーム要素、ジョイント要素、バネ要素	自主解析、圧密解析、固有値、周波数応答解析も可

ただし、これは他の解析手法の利用を排除するものではなく、前述した a. 及び b. を目的とする場合においては、工法毎に最適な解析プログラムを用いた検討を個別に実施していくものとした。

3.3.3 一斉解析の実施方針

一斉解析の実施方針を以下に示す。

(1) 目　的

同一の指標（変形・変位量）を用いて各工法の効果の相対比較を行い、工法選定マトリクスを作成するうえでの参考とする。解析の基本的な考え方を詳細設計法の一つとして採用し、大規模地震を想定した試設計例として解析結果をマニュアルに示す。

(2) 実施内容

中規模地震を想定した簡易設計（または他の解析手法を用いた詳細設計）で設定した対策工の諸元を用いて、中規模及び大規模地震の両者に対する解析を実施する。中規模地震に対する解析結果は諸元の設定に用いた簡易設計（または詳細設計）の妥当性の検証に用いる。大規模地震に対する解析結果は変形量の予測値として、工法間の相対比較に用いる。これらとは別に、必要に応じて設計パラメーターを変えた解析を工法毎に実施する。

(3) 対象工法

新たに開発する工法のなかで、静的締固め工法の一つである特殊石灰パイル工法と、鋼材を用いた対策工法の一つである矢板締切工法を、既存工法として設計法の整備を行う締固め工法とドレーン工法に加えて検討対象とする。本研究で対象とする他の新工法については、改良体に慣性力が作用することにより変位が徐々に蓄積する現象を考慮できないためにここで用いる永久変形解析手法の適用性が低いこと（深層混合処理工法の場合）、三次元的な取扱いが必要なこと（杭による構造補強工法）、あるいは大地震時を想定した設計法の必要性が比較的低いこと（グラウト工法及びコンパクショングラウチング工法）を考慮して、当面の検討対象とはしない。

(4) スケジュール

3.2で設定した設計入力地震動を用いた解析を平成5年度中に実施する。平成6年度には、解析条件の見直しを行って再計算を実施し、その結果に基づいて構造物毎の各工法の適用性を比較する。

（建設省土木研究所）

参考文献

1) 古関潤一、松尾修：液状化性地盤上の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析、第29回土質工学研究発表会，pp. 1053～1056、1994.

4章　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果

第４章　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果

4.1　今年度の研究の概要

4.1.1 研究目的

液状化現象の研究が進められ、巨大地震の履歴により、締固め工法の有効性などが確認され、最近では、多くの対策工法の適用がなされるようになってきている。

しかし、その適用性や施工性については十分明らかにはなっていないと考えられる。また、都市内の多様な条件をもつ諸構造物のすべてに適用できる対策工法が整備されている状況にはない。

そこで、既往の軟弱地盤耐震対策工法の整備を行うとともに、各種の条件下で適用可能な新しい軟弱地盤耐震対策工法の実用的な設計方法、施工方法の開発を行なうことを本研究の目的とした。

4.1.2 研究概要

(1)　研究実施項目の概要

研究をすすめるにあたり、軟弱地盤耐震対策工法として新しく開発する開発工法と、既往の整備工法に大別し、各工法ごとに研究を進めることとした。

本研究では開発工法５工法、整備工法２工法を取り上げた。工法の分類を以下に示す。

開発工法：

グラウト工法

静的締固め工法

・コンパクショングラウチング工法

・特殊石灰パイル工法

深層混合処理工法

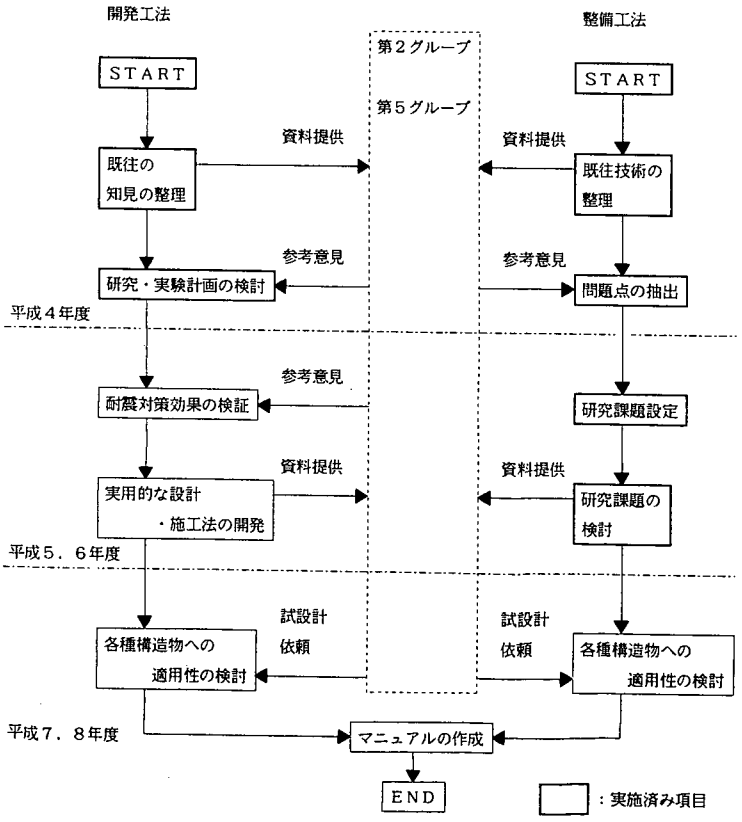
鋼材を用いた軟弱地盤耐震対策工法

整備工法：

締固め工法

ドレーン工法

研究のフローを図－4.1.1に示す。図中の左側には実施予定時期を示した。今年度までの実施済みの項目は図中の太枠部分である。



図－4.1.1　研究のフロー

具体的には、開発工法にあっては、工法により進捗状況が異なるが平成4年度に実施した既往の知見の整理、必要な実験計画の検討を踏まえ、実験による耐震対策効果の検証、さらには、実用的な設計法試案の開発を行った。また、整備工法にあっては、既存技術の整理を行うことにより、特に、強震時の永久変形解析のための入力データの設定を行った。各工法ごとの平成5年度の研究内容と具体的実施項目を対比して表－4.1.1に示した。研究実施項目の詳細は4.2～4.8に報告されている。

表－4.1.1　平成5年度研究実施項目一覧表

工法	研究内容	具体的実施項目
1．グラウト工法	研究計画立案 超微粒子注入材の 浸透特性に関する検討	 ・長尺モールドによる注入実験 材料配合の検討 細粒分の影響検討 注入条件の検討 ・大型土槽模擬地盤による注入実験
2－1　コンパクション グラウチング工法	設計方法の方針検討	・野外ピット打設試験 ・施工事例の調査
2－2　特殊石灰 パイル工法	効果の検証 設計法の検討	・効果検証のための振動台実験実施 配合実験・加振実験 ・簡易設計法の検討
3．深層混合処理工法	設計法の検討 施工法の検討	・パラメータスタディの実施 現行設計法の問題点の抽出 ・現場施工例の調査
4．鋼材を用いた 対策工法	構造物への適用法 の検討	・振動台模型実験による 壁体に作用する外力および曲げ挙動の把握 ・遠心載荷試験による対策効果の確認
5．締固め工法	強震時挙動の検討	・実締固め地盤の強震時挙動に関する調査 実地震時の挙動計測結果の調査 原位置加振実験結果の調査 模型実験・動的解析の事例収集 設計法の調査
6．ドレーン工法	構造物毎のドレーン 工法の適用上の留意点 技術課題の検討	・対策効果検討のための予備検討 ・永久変形解析の検討 入力パラメータの検討

（不動建設）

4.2　グラウト工法の設計・施工法の検討

4.2.1　注入材料の特性に関する室内試験

グラウト工法は、注入材を地盤に圧入することにより、土粒子間の間隙を注入材で充填することによって改良範囲を固結化させるものである。しかし、既設の地下構造物下の緩い砂地盤への注入においては、砂地盤の動きを最少限に抑え、構造物への影響を避けなければならない。このため、注入圧力による地盤の変位を抑える必要があり、低圧力で砂の間隙を充填でき、かつ、一ケ所の注入孔で構造物下を広範囲に改良出来ることが望ましい。また、恒久的な効果を得るために改良体の耐久性も重要視される。

以上のことから、ここでは、浸透性と耐久性に優れる超微粒子セメント注入材の注入時の挙動を把握し、その基準を得るための室内試験を実施したので、その結果を報告する。

(1)　試験目的

グラウト工法は、現在、仮設の補助工事としての施工例がほとんどであり、恒久性の求められるような工事への使用例はほとんどない。このため、明確な細分化された仕様基準がなく、特に、液状化対策工法として注入を行わなければならない細砂の領域においては、懸濁液型注入材の仕様が存在しないのが現状である。このことから、超微粒子セメント注入材の使用にあたって、材料配合については、超微粒子セメント注入材の各水・注入材比（以下W/Cと略記する）における注入限界と最適分散剤配合量の２つの基準化が必要であると考え、以下の項目の試験を行った。

1)　W/Cと浸透特性

2)　分散剤の効果

(2)　試験方法

各W/Cにおける浸透特性の把握のため、細粒分のある細砂を使用し、室内における一次元注入試験を行った。

1)　供試注入材，砂および供試体

Ⅰ）供試注入材

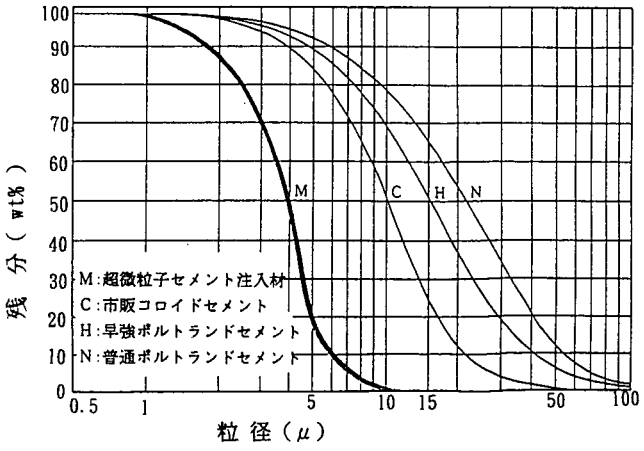
供試注入材として使用した超微粒子セメント注入材の基礎物性を表－4.2.1に、粒度分布を図－4.2.1にそれぞれ示す。

Ⅱ）供試砂および供試体

供試砂中のシルト分の含有が、浸透注入時における細砂の間隙中の填充に、大きな妨げとなる。そのため、現在、超微粒子セメント注入材の浸透限界と考えている細粒分含有率（FC）5%を基準に6～7%、4～5%、1～2% の珪砂をそれぞれ珪砂

表－4.2.1　超微粒子セメント注入材の基礎物性

外　観	白灰色超微粒子状
真比重	3.0±0.1
容　重	0.9±0.1 kg/ℓ
粉末度	ブレーン比表面積　約9,000cm²/g



図－4.2.1　超微粒子セメント注入材の粒度分布

①, 珪砂②, 珪砂③とし、供試砂とした。これら供試砂の物性と粒径加積曲線を表－4.2.2、図－4.2.2にそれぞれ示す。また、供試体は浸透距離の把握のため、一次元注入用の長尺モールド（φ5cm×100, 200cm）にその細砂を相対密度Dr=50%で緩く均一に詰め（フィルター材を上下に各4cmずつ詰めた）、水で飽和させた後に試験に供した。注入装置を図－4.2.3に示す。

2) 注入材配合

W/Cと分散剤・注入材比（以下H/Cと略記する）は、浸透距離および改良範囲に大きな影響を与える。したがって、試験にあたっては、次の点を考慮した。

i）W/C

W/C が小さいと、注入圧力の急激な増加が起こり、浸透長が伸びないと考えられる。このことから、当該試験では、一般的に使用されているW/C=250～300%以上で行った。

ii）H/C

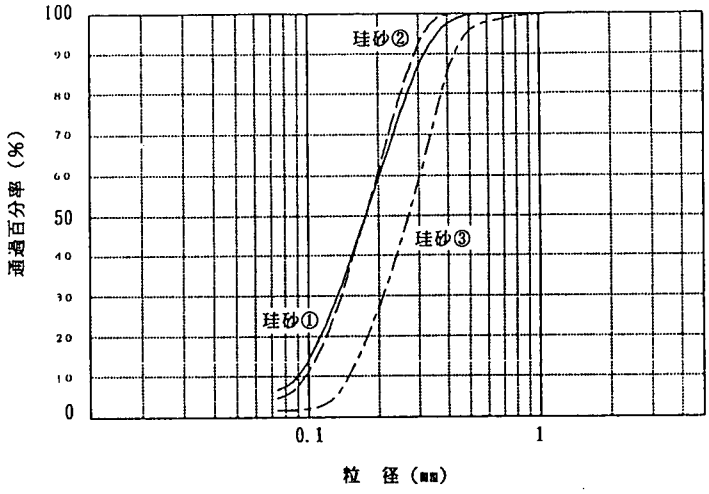
H/C は、1.0%以上とした。

3) 注入方法

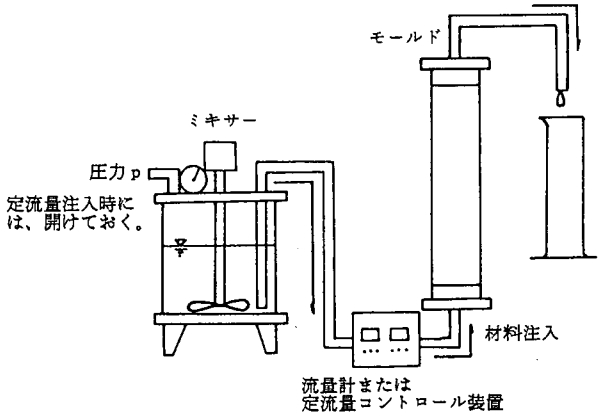
定圧力注入を採用したが、その他に、定流量注入として注入量(ml)および注入流量(ml/min)を設定したものについても行った。

表－4.2.2 供試砂の物性

	珪砂①	珪砂②	珪砂③
最小乾燥密度（g/cm³）	1.373	1.230	1.390
最大乾燥密度（g/cm³）	1.702	1.592	1.684
比　重	2.65	2.64	2.63
細粒分含有率（%）	6 ~ 7	4 ~ 5	1 ~ 2



図－4.2.2 供試砂の粒径加積曲線



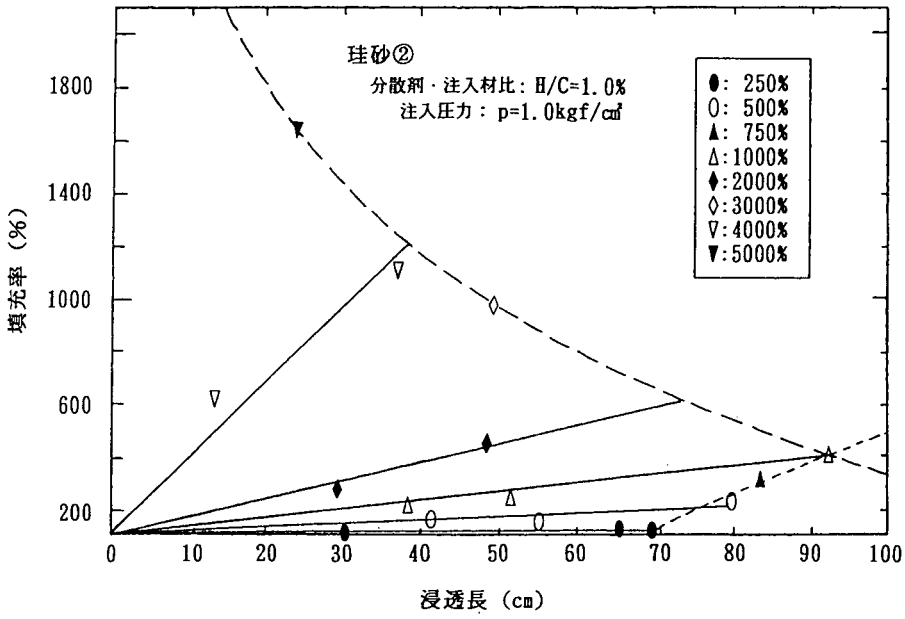
図－4.2.3 注入装置

(3) 試験結果および考案

1) 各W/C における浸透特性

i）定圧力注入の場合

珪砂②を供試砂とし、定圧注入（注入圧力p=1.0kgf/cm², H/C=1.0%）を行った。その結果を図－4.2.4に示す。同図は、各W/C の注入材浸透距離（以下固結後に，供試体を洗い出した時の長さを浸透



図－4.2.4　定圧力注入時の各W/Cにおける浸透長と填充率

長と略記する）と填充率〔（注入量体積／浸透間間隙体積）×100〕を示したものであり、プロットした点は注入量を変化させて得られたものである。ここで、破線は、注入時に浸透が停止した点を結んだものである。すなわち、W/C を大きくすると、填充率は増加していく。しかし、浸透長が伸びるのは、W/C=1000% までであり、これよりW/C が大きくなると逆に伸びなくなる。そして、各 W/Cごとに浸透長と填充率は、ほぼ比例関係にあった。

ii）定流量注入の場合

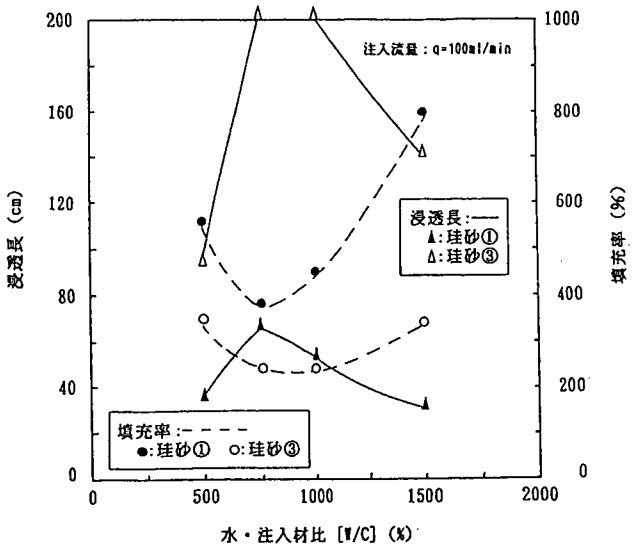
粒度分布の違う珪砂①、珪砂③を供試砂として定流量注入（H/C=1.0%, W/C=500, 750, 1000, 1500%）を行ったときの結果を示す。なお、注入量は、間隙の最大2.4倍（通過しても2.4倍まで注入を行う）に、注入流量は、100ml/minに設定した。但し、使用した注入装置は注入圧力が 4.5kgf/cm²前後になると流量コントロールできなくなることから、コントロールできなくなった時点で注入を終了することにした。

a）浸透長と填充率

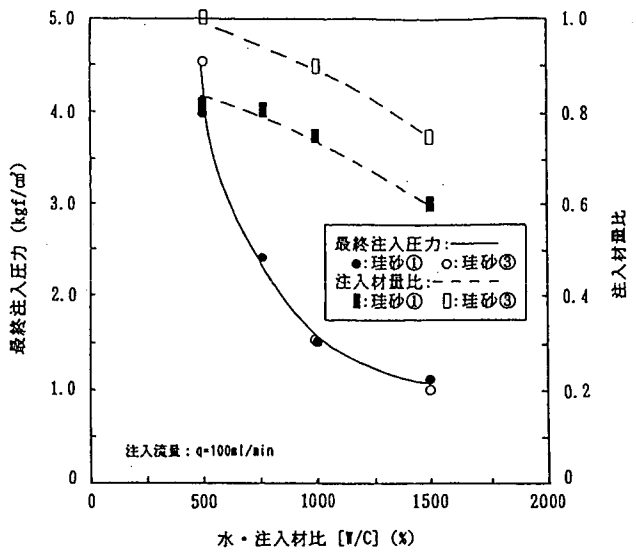
W/C と浸透長および填充率の関係を図－4.2.5 に示す。浸透長は、珪砂①ではW/C=750%のとき約70cmと最長となり、珪砂③ではW/C=750, 1000%の場合に200cmモールドを通過した。ここで、填充率は、W/C=500%, 1500%よりも W/C=750, 1000%の方が小さい値を示した。このことより、浸透長において、W/C=750～1000%の使用が最適であると考えられる。

b）最終注入圧力と注入材量比

懸濁液型である超微粒子セメント注入材は，濾過現象のため，注入材自身の粒子が全部砂粒子間に浸透するとは限らない。よってここでは，浸透程度を大きく左右する要素として，W/C と注入圧力が考えられ，W/C と最終（最大）圧力および注入材量比〔浸透部の注入材量[g]/注入量中の注入材量[g]〕の関係を図－4.2.6 に示す。但し、浸透部の注入材量とは、注入口で濾過された分を除



図－4.2.5　定流量注入時の
各W/Cと浸透長および塡充率



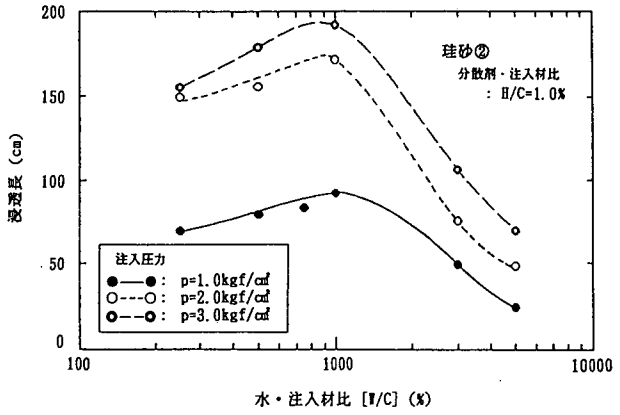
図－4.2.6　定流量注入時の
各W/Cと最終注入圧力および注入材量比

いた量を云う。W/C=500%では、両珪砂ともに注入圧力は 4.5 kgf/cm² 前後までの上昇が早く定量までの注入を行うことができなかった。しかし、その他のW/Cでは、最終注入圧力は、2.4kgf/cm² 以下であり、W/C を大きくすることで注入圧力の上昇を抑えることができた。また、注入材量比を見ると、珪砂③のW/C=500%のとき、約1.0 であり、注入した量にみあう量で浸透部の間隙中を満たしたが、その他は1.0以下であり、W/Cが大きくなるにしたがい小さくなる傾向がある。このことから、超微粒子セメント注入材の浸透は、注入口からの濾過現象により、W/C が大きすぎることは、かえって、注入材の浸透を妨げる結果となる。

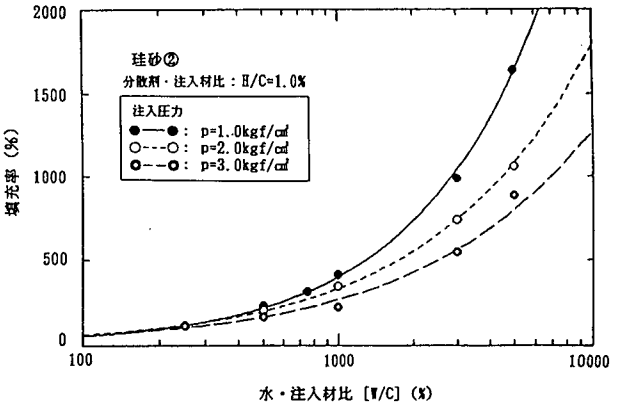
2)　分散剤の効果

i）各注入圧力における浸透長と塡充率

珪砂②を供試砂とし、H/C が1.0%で、定圧力注入を行い浸透が停止するまで注入したときの結果を、 W/Cと浸透長の関係および W/Cと塡充率の関係で、それぞれ図－4.2.7，図－4.2.8 に示した。



図－4.2.7　定圧力注入時の各注入圧力に
おけるW/Cと浸透長

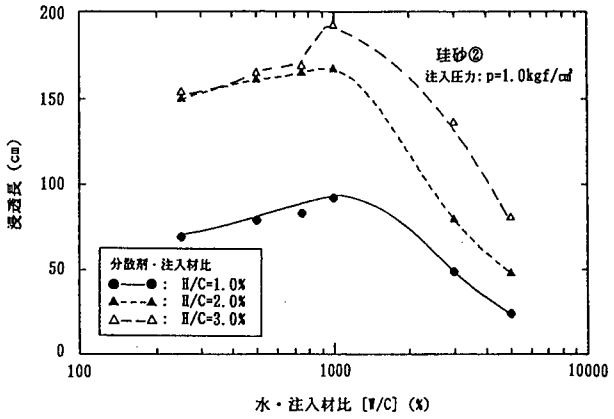


図－4.2.8　定圧力注入時の各注入圧力に
おけるW/Cと塡充率

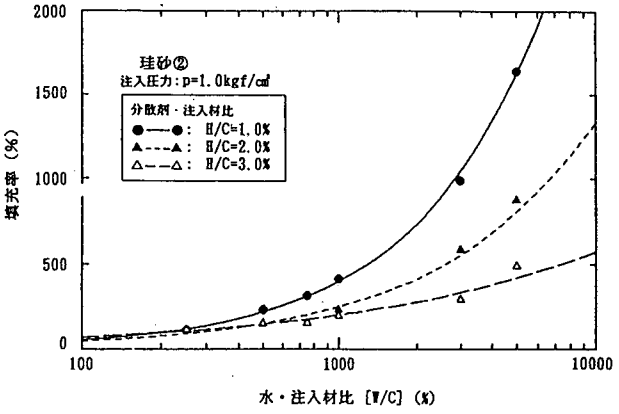
両図から分かるように、浸透長は、注入圧力を上げると伸びるが、W/Cにおいては、常にW/C=1000%が最長となること、填充率は、注入圧力の上昇に対して、W/C が大きいほど下がる傾向が、顕著であることが分かる。このことから、注入圧力を上げると注入材の濾過を抑え、その結果、浸透長が伸びる傾向にあり、この傾向は、W/C が大きい程、顕著であると考えられる。

ii）各H/C における浸透長と填充率

珪砂②を供試砂とし、H/C を変化させて、注入圧力1.0kgf/cm^{2}の定圧力注入を浸透が停止するまで行った結果を、 W/Cと浸透長の関係および W/Cと填充率の関係で、それぞれ図－4.2.9，図－4.2.10 に示す。結果は、注入圧力を変化させたときと同様な傾向があることが分かる。つまり、H/C を大きくすると注入材の濾過を抑え、その結果、浸透長が伸びる傾向にある。このことは、地盤への浸透注入では、浸透長をより低圧力の注入によって伸ばせることになり、改良効果をあげることができる。



図－4.2.9　定圧力注入時の各H/Cにおける W/Cと浸透長



図－4.2.10　定圧力注入時の各H/Cにおける W/Cと填充率

(4)　まとめ

注入施工は、定流量注入であるため、W/C を大きくすることは、注入圧力の増加を抑え、長時間の浸透注入が可能となる。しかし、大きくしすぎると、濾過現象により、浸透長の伸びは、阻害される。H/C は大きくすると濾過現象を抑制し，低圧力の注入で浸透長を伸ばすことができると考えられる。本試験結果より、超微粒子セメント注入材を各供試砂に浸透させるためには、注入材の配合割合としては、W/C =750～1000%，H/C=1.0%以上が適していると思われる。

4.2.2　大型土槽による注入実験

(1)　実験目的

本実験では、注入材として、浸透性，耐久性に優れている超微粒子セメント注入材の三次元浸透特性（浸透範囲，固結形状）を大型土槽実験により把握し、液状化対策工としての要件である一定の範囲を改良できるかどうかを検討する。

(2) 実験条件

1) 土槽形状

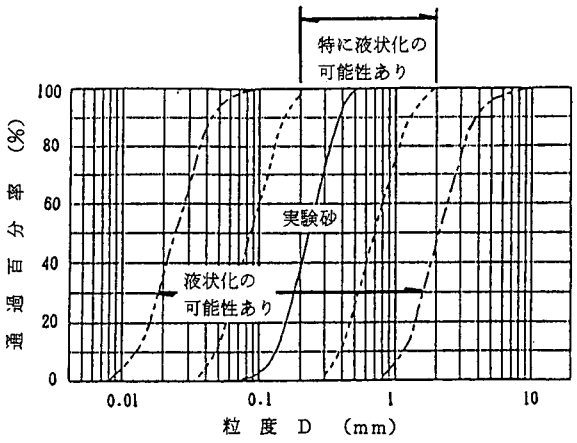
内寸4.00m×3.55m×4.20mの屋内土槽（排水装置なし）を使用した。

2) 地盤材料

供試砂は、山形産珪砂6号を用いた。表－4.2.3に供試砂の物性を、図－4.2.11に粒度分布を示す。

表－4.2.3 試料砂の物性

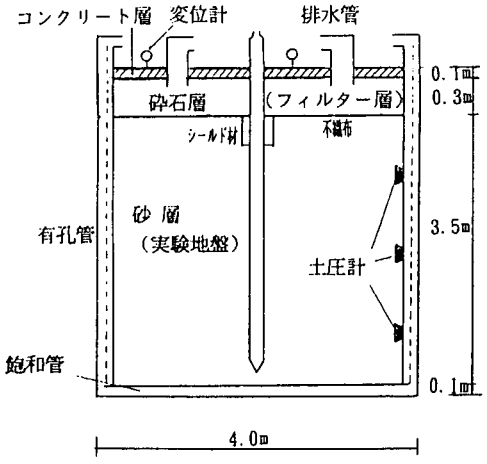
最大乾燥密度 (g/cm³)	1.689
最小乾燥密度 (g/cm³)	1.408
最大粒径 Dmax(mm)	0.49
50%粒径 D_{50} (mm)	0.23
比 重 Gs	2.63
細粒分含有率 FC (%)	1.7



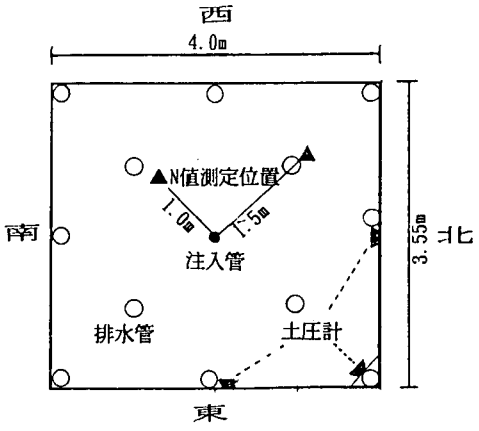
図－4.2.11 試料砂の粒度分布

3) 地盤性状

地盤は相対密度Dr=50%を目標に、水で飽和した地盤を作成した。図－4.2.12に土槽の平面図を、図－4.2.13に断面図を示す。



図－4.2.12 実験土槽断面図



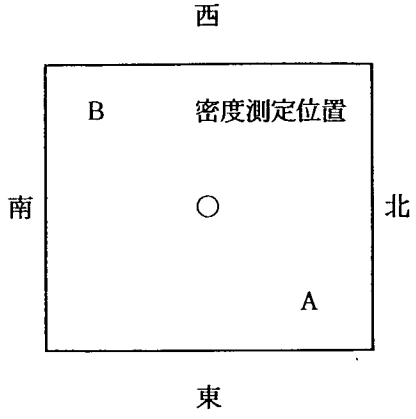
図－4.2.13 実験土槽平面図

① 密度

地盤の密度は、各層毎に砂置換法で測定した。図－4.2.14に測定位置を、表－4.2.4に結果を示す。また、地盤作成時に投入した砂の総重量と、地盤全体の体積に基づいた地盤密度は、1.514g/cm³(Dr=44%)であった。

② 透水係数

地盤の透水係数は、注水法と復水法により測定した。図－4.2.15に試験位置を，表－4.2.5に試験結果を示す。



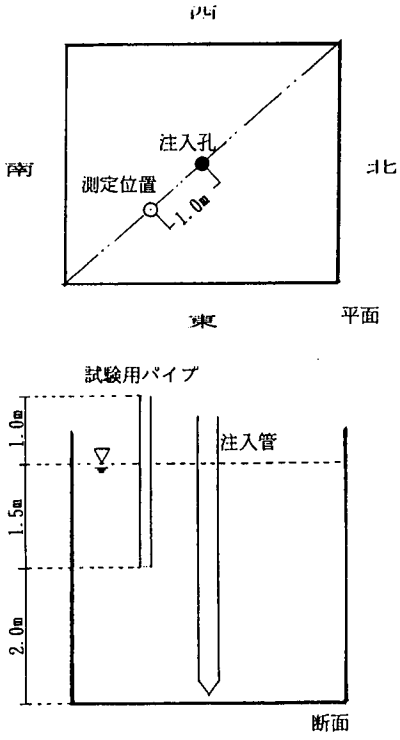
図－4.2.14 試験位置

表－4.2.4 砂置換方法による各層の乾燥密度

層 NO.	底面からの距離 (cm)	乾燥密度 (g/cm³) A	B	平均
1	350	1.609	1.632	1.620
2	300	1.649	1.573	1.611
3	250	1.587	1.396	1.492
4	200	1.612	1.342	1.477
5	150	1.603	1.704	1.654
6	100	1.633	1.453	1.543
7	50	1.602	1.439	1.520

表－4.2.5 透水試験結果

	復水法	注水法
測定深度 (m)	2.50	2.50
安定水位 (m)	0.89	0.89
醐状の最初の時間 (sec)	15	30
醐上の最後の時間 (sec)	150	150
最初の水位差 (cm)	42.0	43.6
最後の水位差 (cm)	0.7	1.9
透水係数 (cm/sec)	3.51×10^{-2}	3.02×10^{-2}



図－4.2.15 透水試験位置

③ N値

図－4.2.16に示した位置で標準貫入試験を実施した。表－4.2.6に結果を示す。N値は、ほぼN＝2.0～3.0であり、地盤は均一に近い状態である。ただし、注入孔から1.5m、深さ1.20～1.54mの位置では、N＝0.9と著しく小さかった。

4) 供試注入材料

注入材は、4.2.1(2),1)，i)の超微粒子セメント注入材を実験に供した。

(3) 注入方式

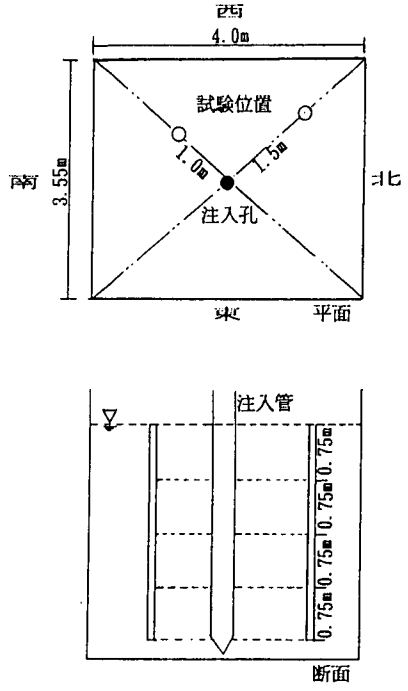
注入方法は，注入目的、注入材のゲル化時間、注入装置における注入材の混合方式に応じて決定される。超微粒子セメント注入材は、1ショット方式（1液1系統式）で注入される。これは、セメント系注入材

のようなゲル化時間の長い注入に用いられ、全ての材料を同一のミキサーに、予め規定配合で十分に攪拌混合し、１台のポンプで地盤に注入する方式である。

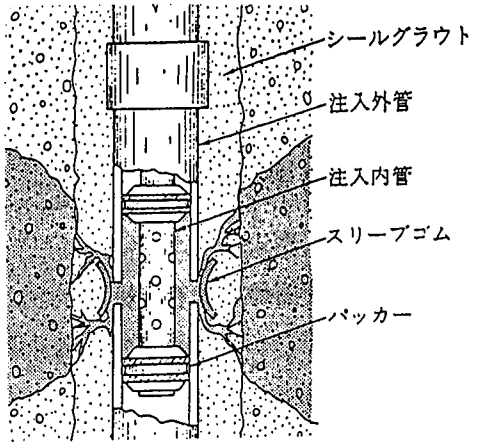
本実験では、ゲル化時間の長い注入材による均等浸透注入を目的として開発された二重管ダブルパッカー方式[1]を用いた。図－4.2.17に、この方式の注入部構成例を、図－4.2.18に一般的な施工順序を示す。

表－4.2.6　標準貫入試験結果

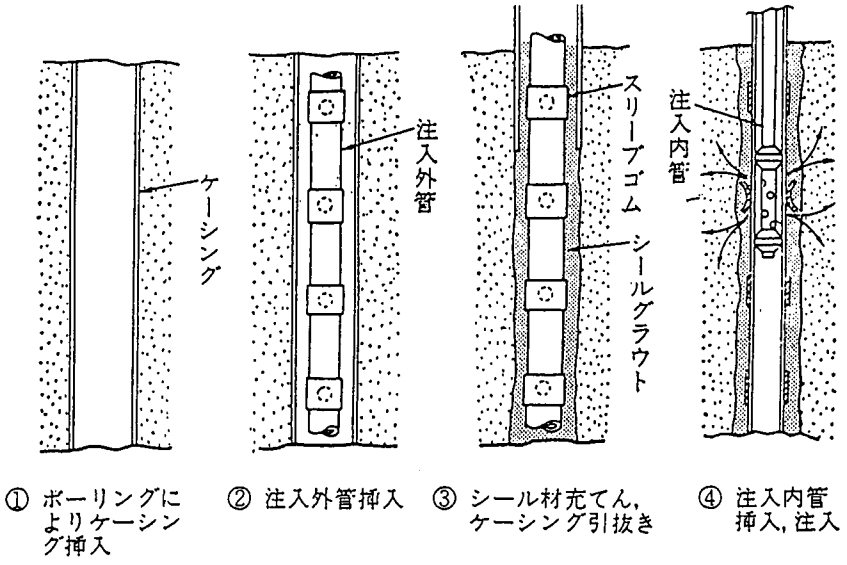
注入孔から1.0m			注入孔から1.5m		
深　度 (m)	打回/貫入量 (回/cm)	N値	深　度 (m)	打回/貫入量 (回/cm)	N値
0.45 ~ 0.77	3/32	2.8	0.45 ~ 0.91	3/46	2.0
1.20 ~ 1.55	3/35	2.6	1.20 ~ 1.54	1/34	0.9
1.95 ~ 2.25	3/30	3.0	1.95 ~ 2.27	3/32	2.8
2.70 ~ 3.01	3/31	2.9	2.70 ~ 3.00	3/30	3.0



図－4.2.16　標準貫入試験位置



図－4.2.17　注入部構成例



図－4.2.18　二重管ダブルパッカーの施工順序

注入内管の先端には、図－4.2.17のように二段のパッカー（Oリング状で水もしくはエアーを送り込むことにより、ゴム風船のように膨らみ液漏れしないように密封する機能を持つもの）が取り付けられており、これを上下に移動することによって33cmピッチで開けられた注入孔から注入を行う。

二重管ダブルパッカーの特徴として、上下どちらからでも注入でき、再注入も可能である点が挙げられる。

本実験では、改良範囲を把握するため、土槽地盤中央の一点から注入を行った。しかし、計画注入量に達しなかったので、さらに、99cm下の注入孔より再度注入し、上下のラップ状況を観察した。

(4) 注入量の設定

注入は、4.2.1の室内試験結果に基づきW/C＝750%, H/C＝1%の条件で、限界注入を行うこととし、つぎのいずれかの状態に至った段階で注入を終了することとした。

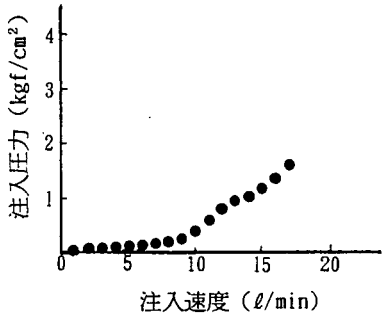
・地盤上部のコンクリート盤に大きな変位が生じた場合
・土槽内に設置した土圧計に大きな変化が生じた場合
・注入材懸濁液が排水口から流出した場合

改良目標は、土槽形状最大の直径D＝3.5mの球形とし、計画注入量は(4.2.1)式を用い22600ℓに設定した。ただし、地盤の間隙率n＝0.42、填充率は懸濁液の砂粒子による濾過現象を考慮し填充率α＝2.4とした。

$$Q=\frac{1}{6}\ \alpha\cdot n\cdot\pi\cdot D^{3} \quad \cdots\cdots (4.2.1)$$

(5) 注入流量の設定

地盤に設置された注入管を用いて注水試験[2)]を行い注入圧力pと注入流量qの関係をもとめた。図－4.2.19にp－q曲線を示す。注入圧力は、注入流量が7ℓ/minになるまでほとんど上昇していない。また、17ℓ/minまで注入流量を上げたが明確な圧力のピークは見られなかった。懸濁液注入時には、同じ注入流量でも注入圧力が大きくなると予想されるので、計画注入流量は12ℓ/minとした。



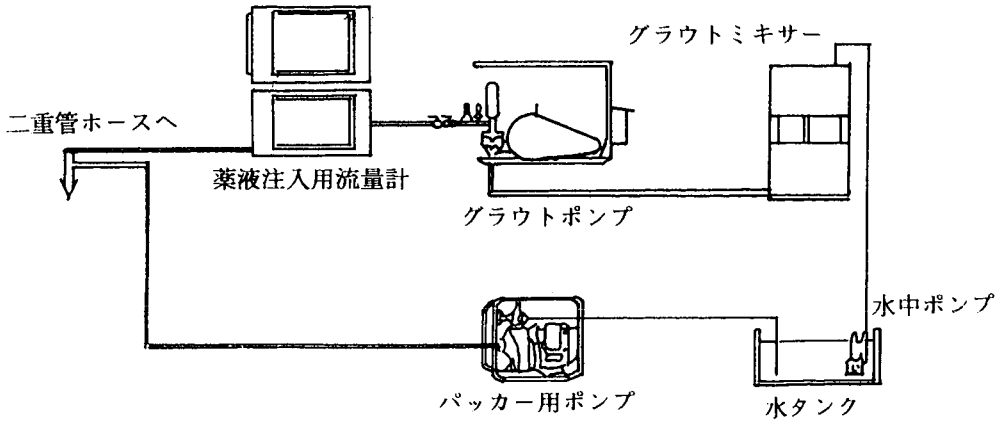
図－4.2.19 注水圧力と流量の関係

(6) 注入機械の仕様

本実験に使用した注入機材の仕様を表－4.2.7に、配置を図－4.2.20に示す。

表－4.2.7 注入機械の仕様

種　類	型　式	能　力	動力容量
注入ポンプ	NPOT-100-02S	Q=(3×2)～(15×2)ℓ/min Pmax=100kg/cm²	3.7kw
パッカー用ポンプ		Q=12ℓ/min Pmax=70kg/cm²	2.2kw
グラウトミキサー	MIX-200	攪拌容量上下各200ℓ	2.2kw
認定流量計	DR-120-1HK	流量0～60ℓ/min 圧力0～60kg/cm	
水中ポンプ	V－51	積算5桁 2ペン 揚程10m 流量180ℓ/min	0.75kw



図－4.2.20　注入機材の配置

(7)　注入状況と結果

注入計画に基づき土槽中央の第一注入孔より注入を開始し、9時間58分後に排水口からの懸濁液の流出を確認したため注入を終了した。この時点の注入量は 7047ℓで、計画注入量Q＝22600ℓ（改良目標径3.50m)に達しなかったため、注入終了より10時間後に、第一注入孔より99cm下げた位置を第二注入孔として再注入を行った。この際、上部は浸透性が悪くなっているため、第一注入孔における注入流量と同じにすると注入圧力が上昇し割裂の恐れがあったので、注入流量ｑ＝9ℓ/minとした。注入開始10時間50分後に、排水口から懸濁液の流出を確認し終了した。表－4.2.8に注入結果を示す。

表－4.2.8　注入結果

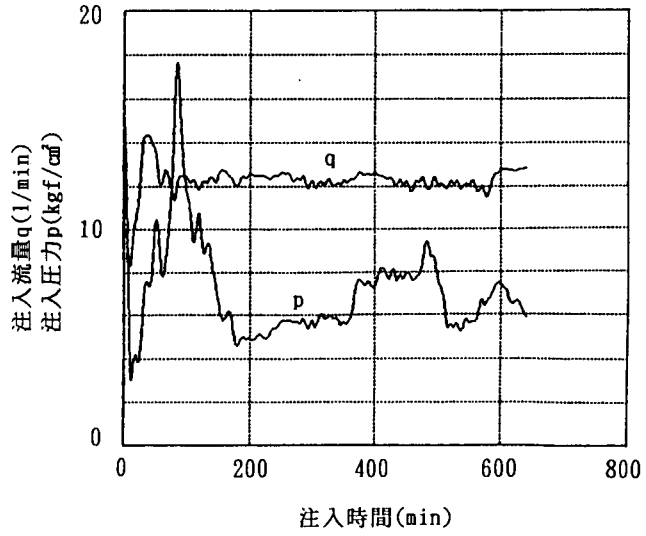
	第一注入*	第二注入*
注入孔位置	土槽中央	第一より99cm下部
注入時間(h-m)	9－58	18－50
注入量(ℓ)	7047	10964
終了理由	排水管からの注入材流出	排水管からの注入材流出

＊第一および第二注入孔からの注入

(8)　注入圧力と注入流量の経時変化

1)　第一注入孔における注入圧力と注入量

第一注入孔における注入時間と注入圧力、注入流量との関係を図－4.2.21に示す。注入開始時の圧力は、15kgf/cm² で注水試験の結果と比べ、かなり高くなっている。一度注入圧力は下がり、その後徐々に17.5kgf/cm²まで上昇する。100分経過後徐々に低下し200分の時点で 5.0kg/cm²となり、200分経過後再び徐々に上昇して500分で2回目のピークに達している。注入流速は、50分までは圧力と同じ傾向を示し、その後は、12ℓ/minでほぼ安定している。注入開始直後の挙動は、注入ポンプの安定性が悪かっ



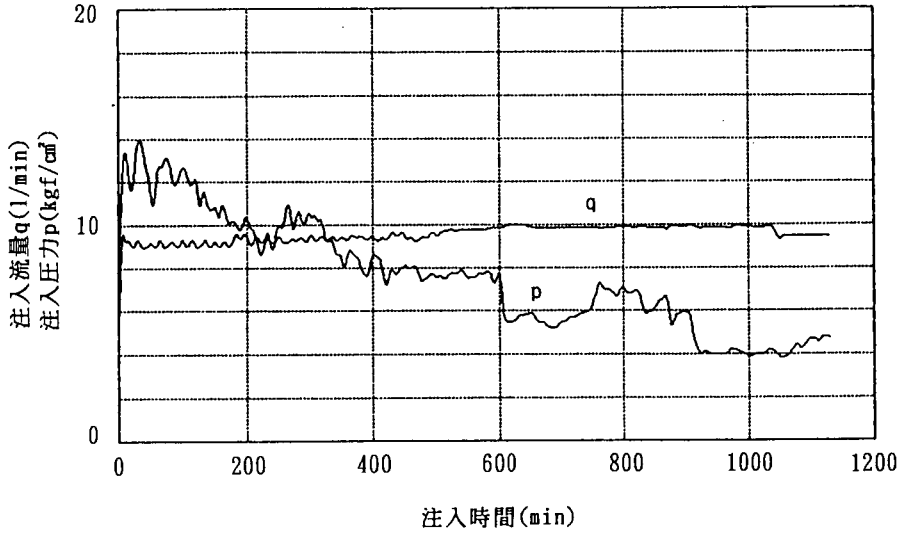
図－4.2.21　第一注入孔からの注入流量および圧力の経時変化

たと考えられる。100分経過後の圧力ピークは、その前後における大きな変動から注入孔周りの地盤を割裂するため、圧力が高くなったと思われる。その後、浸透が始まり500分経過後に限界注入量に達し、ここで、地盤上面に懸濁液がブローしたと思われる。これより、実際の地盤中への注入量は、約6000ℓである。

2) 第二注入孔における注入圧力と注入流量

第二注入孔への注入時間と注入圧力、注入流量との関係を図－4.2.22に示す。第一注入孔への注入と異なり、注入流量は注入開始から終了まで9～10ℓ/minと安定している。注入圧力は注入開始直後の14 kgf/cm²から徐々に低下し、600分経過後、急激に下がっている。初期注入圧力が第一注入孔への注入より大きいのは、第二注入孔上部が第一注入孔への注入により注入材が填充されていたためと考えられる。また、600分経過後の圧力低下は、地盤上面に懸濁液がブローしたためと思われる。これより、実際の地盤中への注入量は約5400ℓと考えられ、総注入量は11400ℓとなる。

なお、注入に際しては、注入圧力に小さな変動が見られる。このことは、小さな割裂が生じているためと考えられる。地盤面上にブローした懸濁液は、砕石層の間隙にも充填されていた。また，地盤上部の変位および土槽内の土圧は、ほとんど変化がなかった。



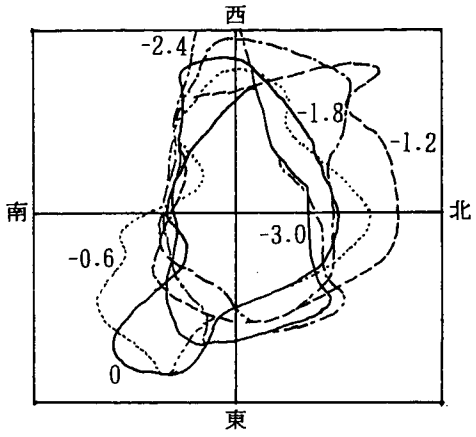
図－4.2.22 第二注入孔からの注入流量および圧力の経時変化

(9) 固結形状

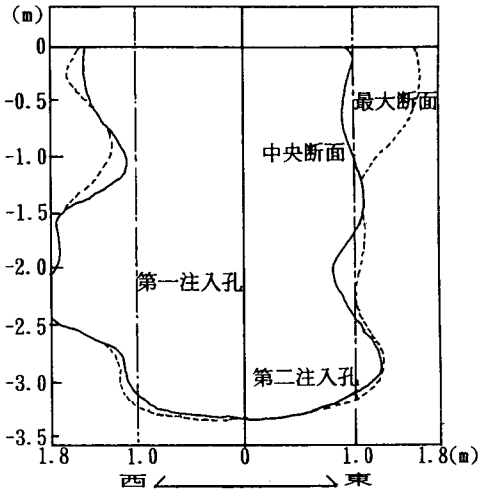
土槽の掘起し調査を行い、形成された固結体の形状および体積を確認した。図－4.2.23に固結体平面形状（深さ60cm間隔）を、図－4.2.24に東西方向の鉛直断面、図－4.2.25に南北方向の鉛直断面を示す。

1) 固結体平面形状

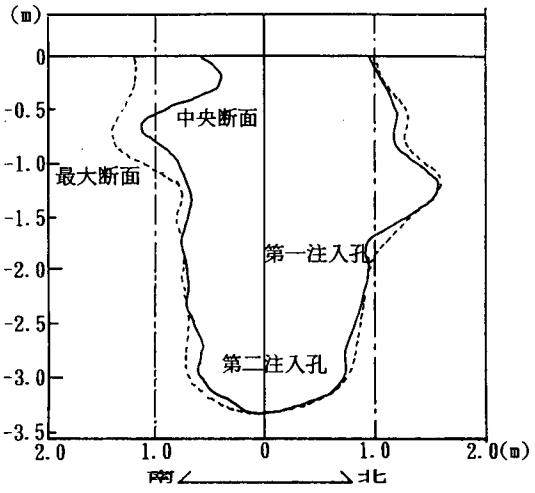
図－4.2.23より北西側 1.2～1.8m，東南側 0～0.6m の深度で固結体が張り出している。また、南西側は各深度ともほぼ同じ形状となっている。注入前の地盤のN値を比較すると、特に固結体が張り出している深度1.2～1.8mの北西側はN=0.9とかなり小さい部分であり、張り出しのない南西側は各深度ともN=2.6～3.0となっている。このことから、固結形状は、砂地盤の転圧による影響を受けていると思われる。



図－4.2.23　固結体平面形状



図－4.2.24　東西方向断面形状



図－4.2.25　南北方向断面形状

2)　固結体断面形状

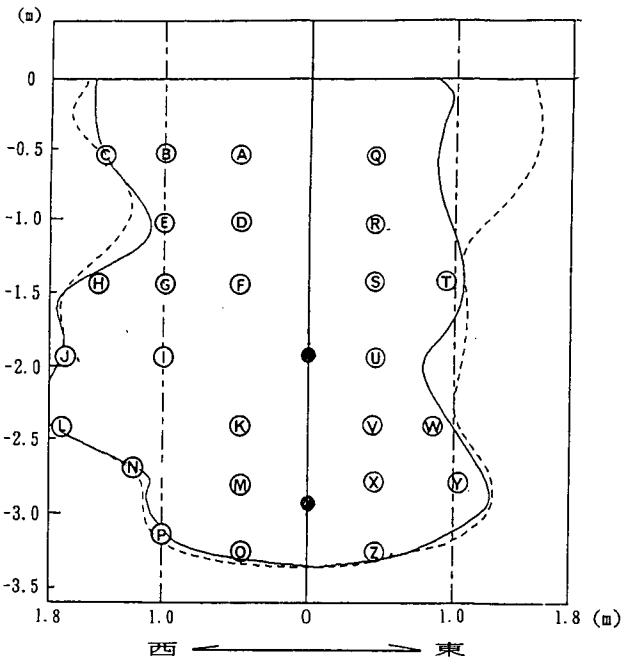
図－4.2.24および4.2.25より、固結形状は球形ではなく円柱に近いことが分かる。注入材の多くは、水平に浸透するよりはむしろ地盤上部方向に浸透している傾向がある。これは土槽側面の排水管が目詰まりしており排水機能を効率よく果たしていなかったためと思われる。第一注入孔と第二注入孔からの注入による固結体のラップ状況は外見からは判断できなかった。第二注入孔の上部は第一注入孔からの注入材が充填されており、第二注入孔からの注入は、それを覆うように浸透したため、水平方向の改良範囲を広げたと考えられる。固結体の解体時に上部から30cm毎に測定した平面積に基づいた体積は12.2 m^3であった。この体積と前述した注入量Q＝11400 ℓより填充率を求めると2.23となり、固結体積に対する填充率は、計画の填充率α＝2.4に近い値となった。

(10)　注入材の填充状況

東西方向の固結体における間隙率および注入材と砂の重量比より注入材の填充状況を確認した。供試体の採取位置を図－4.2.26に、結果を表－4.2.9に示す。

間隙率は、供試体の飽和重量と乾燥重量の差より測定した。また、注入材と砂の重量比は、つぎの手順で求めた。

1) 間隙率を測定した供試体を粉砕し、5ｇを試料とする。
2) 6Ｎの塩酸で試料中の注入材を白色透明のゲル状に溶解する。
3) 炭酸ナトリウム溶液を加えゲルを溶解する。
4) 温水で砂を洗浄し，恒量になるまで乾燥する。
5) 試料重量と砂の重量差から溶解した注入材重量を求める。



図－4.2.26　供試体サンプリング位置

実験結果からは、注入孔からの距離と、間隙率および注入材と砂の重量比の間には、明確な相関関係は、認められなかった。なお、固結体の解体時に割裂脈（砂分を含まないセメント成分だけの固結物）を探したが、注入孔周辺に多少あるだけで、固結体途中や先端部には見られなかった。

表－4.2.9　固結体の間隙率

供試体	固結体上面からの距離（cm）	注入外管からの距離（cm）	間隙率（%）	注入材:砂 重量比
A	50	50	20.9	1:4.2
B		100	23.7	1:4.6
C		150	25.4	1:5.8
D	100	50	23.6	1:5.5
E		100	22.4	1:4.4
F	150	50	27.6	1:8.7
G		100	16.4	1:3.5
H		150	25.0	1:4.4
I	200	100	26.6	1:4.9
J		180	23.0	1:4.2
K	250	50	19.6	1:3.9
L		180	23.8	1:4.2
M	300	50	21.9	1:4.4
N		150	26.8	1:4.7
O	350	50	26.8	1:5.9
P		100	22.9	1:4.3
Q	50	50	23.8	1:4.4
R	100	50	25.2	1:4.7
S	150	50	24.5	1:4.4
T		90	26.6	1:5.9
U	200	50	22.3	1:4.1
V	250	50	24.6	1:4.4
W		80	23.9	1:4.3
X	300	50	22.9	1:3.9
Y		100	22.0	1:4.1
Z	350	50	25.5	1:4.6

(11) まとめ

1) 本実験により、今回の試料砂については、最大径3.5m, 平均径2.0mの円柱と同等の固結体を形成することができた。また、土槽側面の排水管を改善することにより、浸透限界はさらに伸びる可能性がある。

2) 注入材の浸透距離と固結体の間隙率、注入塡充量の間には明確な相関関係は見られなかった。

3) 実際の施工時では、上部からのステップダウン方式で注入を行えば、上部にカバーロックをすることとなり、それより下の注入時には水平方向への浸透距離が伸ばせる可能性がある。

4.2.3 まとめと今後の課題

本年度の研究成果として、超微粒子セメント注入材の三次元浸透特性を大型土槽注入実験より明らかにした。本実験の地盤条件（珪砂6号, 細粒分含有率1.7%）では、一点注入で改良長2.0m の改良長を確保することがでた。

今後の課題として以下の項目を明確にし、液状化対策としてのグラウト工法（設計, 施工）を確立する。また、平成6年度の研究計画を表－4.2.10にしめす。

① 一次元と三次元注入の整合性を検討し、事前注入試験により実際の改良長を評価する方法を確立する。

表－4.2.10 平成6年度グラウト工法研究計画

研究課題項目		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
1) 注入材の浸透特性	(i)水・注入材比(W/C)と分散剤量の関係把握												
	(ii)適用地盤における浸透特性												
	(iii)一次元注入と三次元注入との整合性												
2) 注入方法の検証	(i)注入ステップの考察および検証												
	(ii)注入量の決定方法の確立												
	(iii)事前注入試験の確立												
	(iv)注入効果の評価方法検証												
3) 改良体特性	(i)長期耐久性の確認												
	(ii)注入固結体の動的強度特性												
	(iii)注入における改良範囲の検証												

② 細粒分含有率と浸透限界の関係を検討し、地盤条件における最適注入方法を確立する。

③ 振動台実験による改良範囲の設定法を検討する。

④ 注入範囲の確認手法を検討する。

（小野田ケミコ）

参考文献

1) 土質工学会編：薬液注入工法の調査・設計から施工まで，1985, pp, 99-102.

2) 土質工学会編：薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム，1993, pp, 10-20.

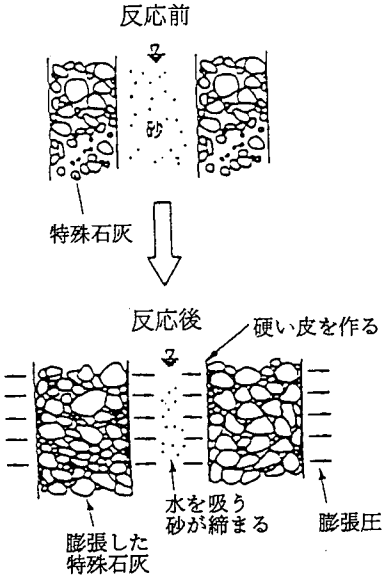
4.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討

4.3.1　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の概要

(1)　特殊石灰パイルの概要

特殊石灰パイル工法は、地下水位面下のゆるい砂地盤中にケーシングを圧入し、その中に特殊石灰と砂、水滓あるいは高炉セメント、石膏を混合した材料を投入し、ケーシングを抜いてパイル材料を地盤中に残置してくるものである。特殊石灰パイルは、土中水と反応して熱を発生し、膨張し、パイル間地盤を締め固め、密度および土圧を増大させ、パイルはポゾラン反応によって徐々に硬化し、強度を発現する。このため、良く締まった側方拘束の大きい砂層と強度のあるパイルが林立している複合地盤が出来る。このような地盤は、液状化強度が改善されるので、液状化対策工法として成り立つのである。

図－4.3.1は特殊石灰パイルの反応前後の挙動を模式図として表したものである。



図－4.3.1　パイル膨張図

(2)　特殊石灰パイル工法の特長

特殊石灰パイル工法は、次のような特長が挙げられる。

①　細粒分の多い砂質土地盤にも有効である。

特殊石灰パイル工法は、ケーシングの圧入による地盤の圧縮効果とその後続いて起こる石灰の水和反応によるパイルの吸水、発熱、膨張のそれぞれの効果によって、パイルの廻りの地盤を改良する。前者の効果は細粒分の少ない砂地盤で期待できるものであるが、後者の効果は化学反応によるものなので砂質土でも粘性土でも期待できるため、地盤を選ばない。

②　地盤の支持力が向上し、地盤の沈下量を減少させる。

改良地盤は硬いパイルと締め固められた地盤との複合地盤になる。構造物の支持地盤とする場合は、その荷重をパイルとパイル間地盤とで負担し合うので、改良層の沈下量が減少し、改良地盤の剪断抵抗が大きくなり、従って支持力も向上する。

③　低振動、低騒音の施工が可能である。

特殊石灰パイル工法の施工機械はグラベルドレーン工法に準じたスパイラルケーシングを圧入するので、低振動、低騒音の状態で施工が可能であり、静的締め固め工法とも呼ぶことができる。

(3)　設計法

1)　設計方針

液状化対策として特殊石灰パイル工法を設計する場合は、改良地盤の液状化強度が、対象構造物毎の関連規準により液状化しないと判定される値となるように改良仕様（ピッチと範囲）を決定する。

2)　設計用定数

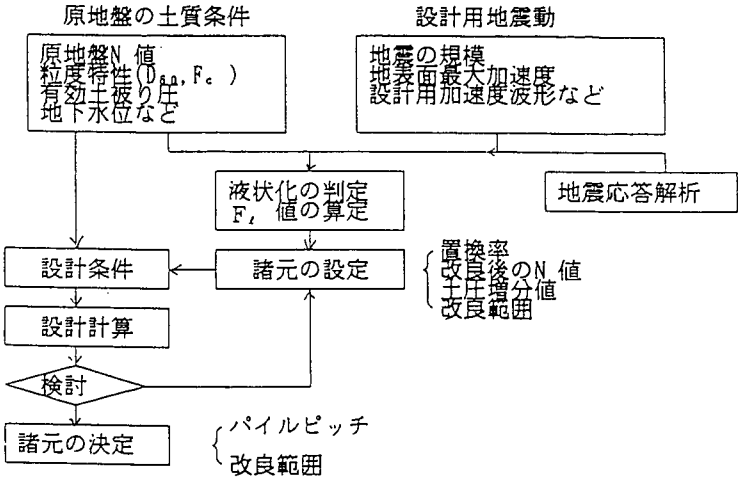
構造物の諸元（形状寸法、重量等）と原地盤、複合地盤の地盤物性が設計用定数として必要である。設計に用いる地盤物性は、用いる解析手法に応じて設定する。主なものは、N値、細粒分含有率、静止土圧係数、剪断変形特性等である。

3) 設計用地震力

特殊石灰パイル工法に用いる震度および地震力は、対象構造物の耐震設計に用いるものを基本的に用いる。

4) 改良諸元の設定方法

特殊石灰パイル工法の施工に際しては、改良深さを含む改良範囲、パイルピッチを設計する必要がある。これらの改良諸元の設計手順を図－4.3.2に示す。



図－4.3.2 改良諸元の設定方法

① 液状化の判定

当該地盤の土質条件（N値、粒度特性、有効土被り圧等）により原地盤の液状化強度比を算定する設計地震力により求まる地震時の繰り返しせん断応力比との比（液状化抵抗率 F_l）に基づいて液状化の判定を行う。

② 諸元の設定

①で液状化すると判定された深さを改良深さとし、平面的な改良範囲は、非改良地盤の液状化が改良地盤にさほど影響しないように実験結果を参考にして設定するか、あるいはサンドコンパクション工法等における設定の考え方を準用して設定する。改良後のN 値とパイル置換率は既往の施工実績から設定する。土圧増分値も既往のデータから設定する。

③ 設計計算

②で定めた諸元と設計条件により改良の設計計算を行う。改良によるN 値増分値が密度増加によるものと土圧増加によるものに分けて算定し、改良後の液状化強度と原地盤の液状化強度の比率を求め、改良後の液状化強度は原地盤液状化強度にこの比率を掛けて求める。

④ 諸元の決定

③で定めた改良後の液状化強度が、①で定めた地震時の繰り返しせん断応力比より大きくなるように、パイルピッチ、改良範囲等の諸元を決める。

5) 調査方法

① 特殊石灰パイル工法設計のための事前調査

事前調査の調査項目、把握すべき性状および調査方法を表－4.3.1に示す。

② 事後調査

改良効果を確認するために、改良前のボーリング位置の近傍でパイル間のN値とF_cを調べ、$F_\ell > 1$であることを確認する。この時、設計に用いた水平土圧を測定することが望ましい。

表－4.3.1　事前調査項目一覧表

調査項目		把握すべき性状	調査方法
土質調査	土層構成	土質柱状図、土層断面図、地下水位	ボーリング
	砂質土	N値、粒度特性(F_c 、D_{50})、静止土圧	SPT、LLT 、粒度試験
特殊石灰パイル材料		活性度、含水比、粒度特性、供給経路	適定試験、ふるい

(4) 施工法

1) 材料

材料は、特殊石灰、砂、水滓、石膏の４種であり、標準調合を特殊石灰25%、水滓10%、石膏３%、砂62%とし、いずれも有姿で用いる。

2) 使用機械

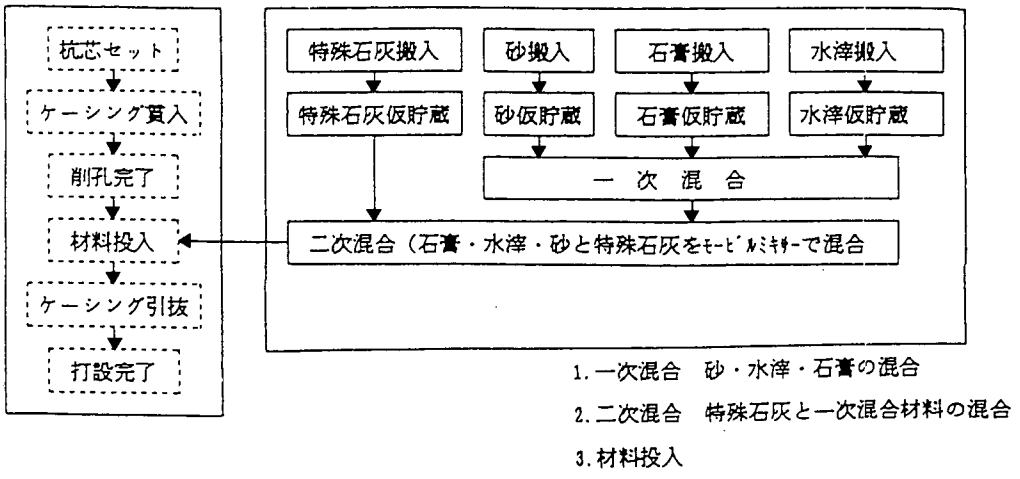
使用機械の一例を表－4.3.2に示す。

表－4.3.2　使用機械一覧表

機　械　名	形　式・　仕　様	数量	用　　途
三点式杭打ち機	30t, リーダー24m	2 台	パイル打設
ドライバー	55KW, SLP ホッパー	2	パイル打設
クレーン	クローラー式, 30t	1	材料投入
トラクターショベル	0.8m³, ベイローダー	2	材料投入
バックホー	0.7m³	2	材料混合, 整地
発電機	125kva	2	ドライバー電源
発電機	100kva	1	モービルミキサー電源
コンプレッサー	10.5m³ ,7kg/cm²	2	ケーシング加圧
モービルミキサー	CM#250	1	材料混合
ベルトコンベア	7m, キャスター付き	2	
管理計	T 型	2	杭頭, 深度管理
鉄板	1.5m×6.0 m ×22m	50枚	重機足場, 混合台
計量器	3.0tバネ式, 台秤	1 組	材料の計量
材料投入ホッパー	2.0tフレコン改造型	3 組	材料投入
ホッパー受け台	SLP 用	2	
フレコン荷解き台		1	荷解き用
ケーシング	スパイラル付き, φ400, 8m	2 本	
分電盤	200kva, 30A	1	ミキサー電源
サイドバケットホッパー	0.8m³	1	材料投入
材料置き台	石灰用	3	

3) 材料の混合と打設フロー

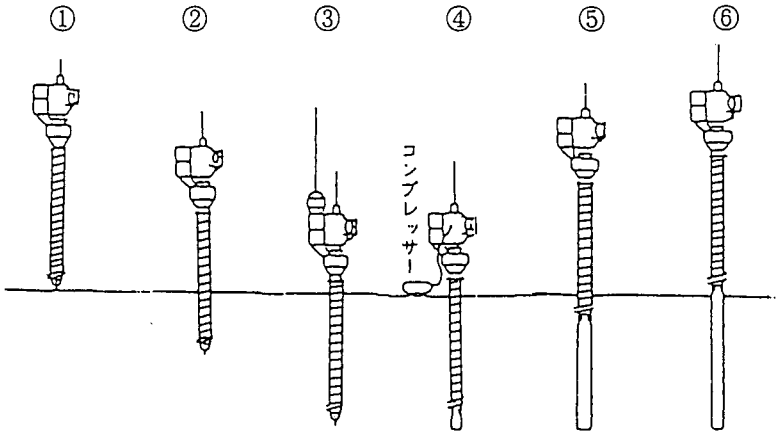
材料混合フロー図を図－4.3.3に示す。



図－4.3.3 材料混合フロー図

4) 施工順序

オーガータイプによる施工順序を図－4.3.4に示す。



図－4.3.4 施工順序

① 所定の位置に杭打ち機を移動し、杭打ちリーダーを垂直に調整する。

② ケーシングを回転させながら所定の深さまで貫入する。

③ ケーシングが所定の深さに達したら、ドライバーの回転を止め、ケーシング上部のホッパーから材料を投入する。

④ 材料投入が終わったら、ケーシング上端の気密弁を閉じ、圧気する。

⑤ ケーシング内気圧が所定値になったら、アースオーガーを始動させ、ケーシングを回転（正転）しながら引き抜く。この時、ケーシング内気圧の調整を行う。

⑥ ケーシングを引き上げ完了。

以上の施工を繰り返してパイルを打設する。別なヤードでは3)で述べた材料の混合が同時に進行しており、これを③の工程に持って来る。

4.3.2　長期安定性に関する屋外ピット実験

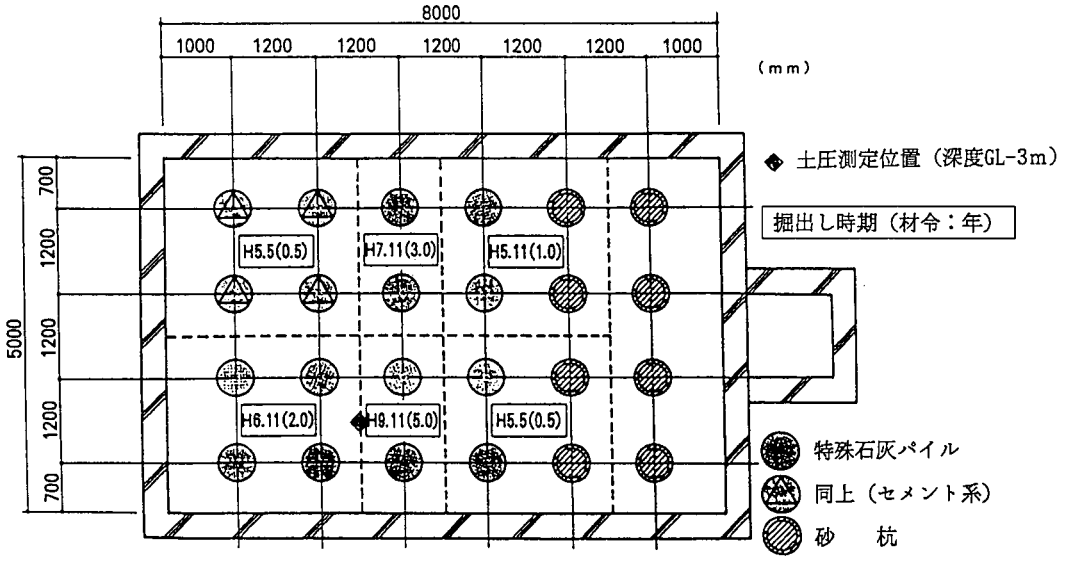
(1)　屋外ピット実験の概要

締固め効果の確認と水位変動を受けるパイル体強度等の長期的な安定性を把握する目的で、屋外の大型ピット内に特殊石灰パイルを打設した。そのうちの締固め効果については、動的コーン貫入抵抗 N_d 値の増加や、不攪乱試料の液状化試験より液状化強度の増加が認められた[1)]。ここでは、パイル体の長期的な安定性を把握するために、打設したパイル体を掘り出し、材令毎に膨張の程度や強度特性を調べた結果と養生期間中の土水圧測定結果について報告する。

実験に用いたピットの平面とパイルの配置を図－4.3.5に示す。パイルの打設は、実際の施工と同様にスパイラル付きケーシングを回転圧入する方法で行った。本工法による地盤の締め固めは、ケーシングの貫入による圧縮効果と特殊石灰の膨張効果による。この2つの効果を分離するために、特殊石灰パイル16本の他に、同じ工法による砂杭を8本打設した。

パイル材料の配合条件を表－4.3.3に示す。特殊石灰パイル16本のうち4本は、短期強度を確保するために水滓の代わりに高炉セメントを用いたものである。

養生期間中は、上載圧として高さ1mの盛土を行った。また、地下水位変動による影響を考慮するために、打設後約4ヵ月間、1日2回 GL-0.5mを中心に±0.2mの範囲で水位を上下させ、その後はGL±0m付近に設定した。掘り出し調査については、半年、1年、2年、3年、及び5年の各材令毎に行う予定であり、



図－4.3.5　屋外ピットの平面図及びパイル配置

表－4.3.3　特殊石灰パイルの配合条件

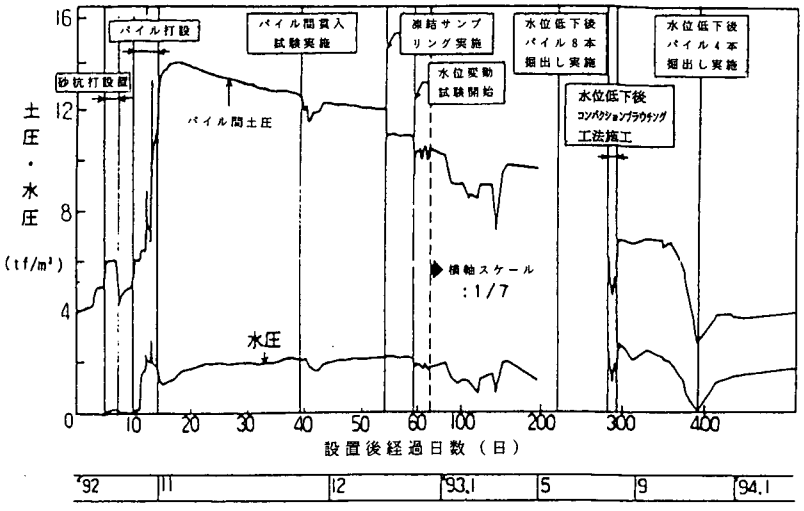
種　　類	特殊石灰	水　　滓	高炉ｾﾒﾝﾄ	石　　膏	砂
特殊石灰パイル	25 % *	10 %	－	3 %	62 %
特殊石灰パイル(ｾﾒﾝﾄ)	25 % **	－	20 %	3 %	52 %

＊ 粒径40mm　＊＊ 粒径2～10mm

ここでは半年及び１年材令の調査結果について報告する。

(2) 屋外ピット内の長期土圧・水圧

パイル打設時のケーシングの貫入及び特殊石灰の吸水・膨張反応により、パイル間地盤の水平土圧は増大する。現場実験結果によると、反応後の土圧係数は 2.0を超えており、約１年間の測定期間中これに近い値を保持し続けた[2)]。本実験でも、特殊石灰パイル間地盤の中央に（深さ３m）ブレード状の挿入式土圧計を、その直上に水圧計を設置し、土水圧の経時変化を測定した。この土圧計は、ブレード状の感圧部の厚さが３段階(5, 7, 9 mm)になっており、厚さ０の土圧を外挿することにより設置時の乱れの影響を評価できる構造になっているが、今回の測定では厚さの影響が明瞭でなかったため、以下は３段階の厚さの平均値で示す。

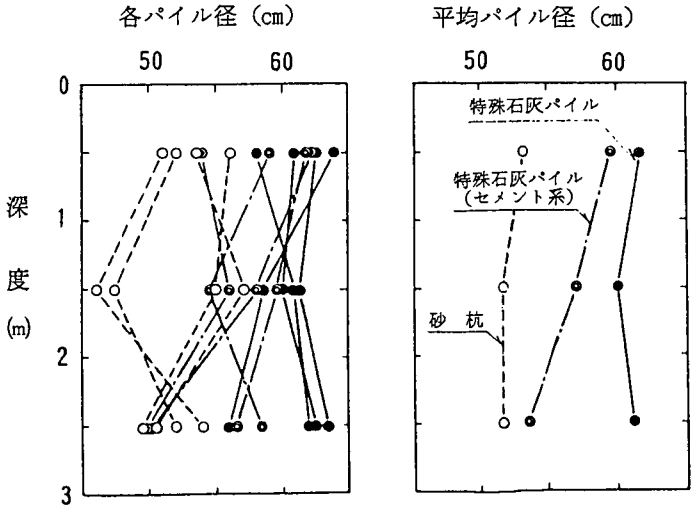


図－4.3.6　ピット内土圧・水圧の経時変化

図－4.3.６に、特殊石灰パイル打設前から約 500日後までの土水圧の経時変化及びピット内で行った各種試験、作業項目と実施時期を示す。全土圧は改良前の4tf/㎡から、パイル打設数日後には最大 14tf/㎡に上昇した。これを有効土圧係数K'値に換算すると 0.7から 2.4への上昇となり、現場実験と比べても増加割合が大きくなっており、剛な壁で囲まれていることの影響があったものと考えられる。その後は、動的な貫入試験や凍結サンプリング実施に伴う断続的な低下はあるものの、緩やかに減少した後平衡状態に達した。打設後約半年で、全土圧約 10tf/㎡、K'値 1.6を保持していた。パイルを打設して半年後及び１年後に、パイル体の掘り出しによりピット内地盤を大きく攪乱したので、土圧も著しく減少しほぼパイル打設以前の土圧に戻った。

(3) 膨張特性について

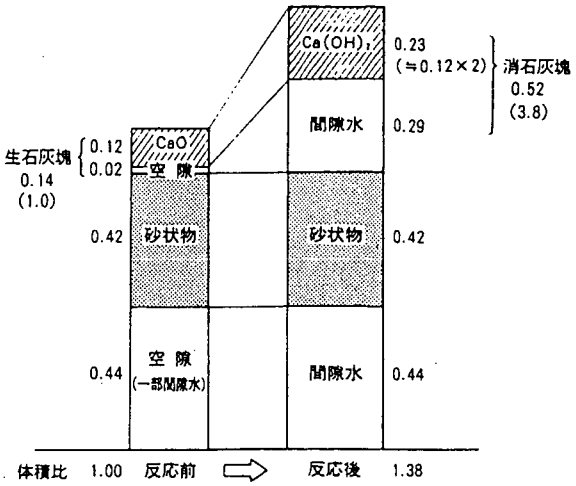
図－4.3.７は、半年及び１年材令で掘り出した砂杭と特殊石灰パイルの直径の深度分布を示す。砂杭には、掘り出した時に周囲の砂と判別し易いように白砂を使用した。実際に掘り出したパイル体には、外周部の側面にスパイラルの歯型が認められた。各杭の径にばらつきが見られるのは、このためである。また、特殊石灰パイルの反応はほぼ１日以内に終了するので、材令による膨張径の有意な差は認められなかった。平均パイル径で比較す



図－4.3.７　パイル径の深度分布

ると、約50cm強に打設された特殊石灰パイルが、水和反応により約60cm強に膨張していた。即ち、直径比で約1.2 、膨張率で約0.4 であった。またセメント系の特殊石灰パイルは、水滓を使用したパイルに比べて特に深い位置での膨張率が小さかった。

図－4.3.8は、反応前後におけるパイル材料の体積比率を模式的に表したものである。本工法に用いる材料は特殊石灰、水滓、石膏、砂の4種類であり、そのうち特殊石灰は重量比で25%（体積比で約14%）混合している。生石灰は水と反応して消石灰になると、体積が約2倍に膨張する。これは化学反応における分子状態での物質の変化を表しているが、実際に使用する特殊石灰塊は、間隙の小さな塊であるのに対し、反応後の消石灰塊は含水比測定結果によると（表－4.3.4参照）間隙水を保有し、飽和状態と仮定した間隙比が1を超えていた。これは、間隙水を含んだ体積で比較すると、約4倍（1.0 ⇨ 3.8、図－4.3.8参照）に膨張したことを意味する。その他の材料の体積を不変と仮定すると、パイル全体で約 1.4倍に膨張したことになり、図－4.3.7の結果とも整合している。



図－4.3.8　パイルの膨張の模式図

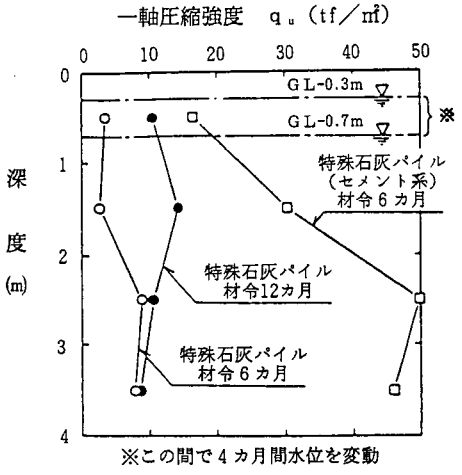
(4)　強度特性について

表－4.3.4に、材令毎に掘り出したパイル体の室内試験結果を示す。図－4.3.9は、一軸圧縮試験結果の深度分布を示す。上載圧との明確な相関は認められなかった。また、水位変動による強度低下も認められなかった。一軸圧縮試験は、採取したブロックサンプルを室内で10cm径に整形して実施したものであるが、1年材令では半年材令に比べて倍以上の強度増加が見られた。なお、パイル体外周部には固い殻が形成されており、外周に近い試料と中央部の試料では、強度に違いがあった。パイル体のX線回折と電子顕微鏡写真観察によるとカルシウムシリケート水和物のひだ状結晶が認められ、十分ポゾラン反応が進行していることが確認された（写真－4.3.1参照）。

水滓の代わりに高炉セメントを用いた特殊石灰パイルの一軸圧縮強度は、通常のパイルと較べてかなり大きく、上載圧との相関も認められた。強度の小さな表層部分を除いたGL-2m以深の強度で比較すると、半年材令で通常のパイルが約1kg/c㎡に対して、セメント系のパイルは5kg/c㎡近い強度が得られた。ただし、セメント系のパイルについては、粒径の小さな特殊石灰を使用したために、セメントの効果と粒径の影響の複合効果として強度が増加したものと考えられる。室内試験結果によると、特殊石灰の粒径が10㎜の場合には、セメントの添加により一軸圧縮強度に大きな差が認められないが、2㎜の場合には顕著な強度増加が認められた[1)]。図－4.3.10は、通常のパイルの室内試験による強度増加曲線に今回の結果を合せ示したものである。三軸応力状態である実際の地盤中での強度特性を調べるために実施した三軸圧縮試験（ＣＤ）結果を、表－4.3.4 と図－4.3.11に示す。半年材令と1年材令を比較すると、内部摩擦角は35度から40度に増加していた。図－4.3.11は、1年材令で実施した試験結果の一部であるが、破壊包絡線はほぼ直線性状を示し、拘束圧の増加によりせん断強度が増加する材料であることが分かった。

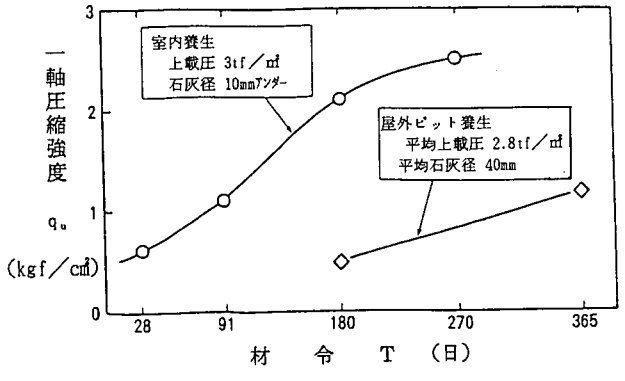
表－4.3.4　室内試験結果一覧

種　　類	特殊石灰パイル								特殊石灰パイル(ｾﾒﾝﾄ)			
材　　令	6カ月				12カ月				6カ月			
深　　さ	0.5	1.5	2.5	3.5	0.5	1.5	2.5	3.5	0.5	1.5	2.5	3.5
一軸圧縮強度（tf/m²）	3.3	2.5	8.7	7.7	10.4	14.2	10.4	8.6	16.5	30.3	49.9	45.9
粘　着　力（tf/m²）	－	－	2.7	－	－	－	1.9	－	11.5	－	13.6	－
内部摩擦角　（度）	－	－	35.2	－	－	－	39.8	－	32.8	－	36.0	－
単位体積重量（tf/m³）	1.52	1.57	1.67	1.75	1.56	1.59	1.79	1.70	1.56	1.65	1.67	1.69
パイル体含水比（%）	31.9	41.8	35.6	30.8	32.1	36.3	39.5	33.6	36.4	36.2	32.0	30.7
消石灰塊含水比（%）	61.6	56.3	50.8	52.7	59.3	56.1	56.4	48.1	－	－	－	－

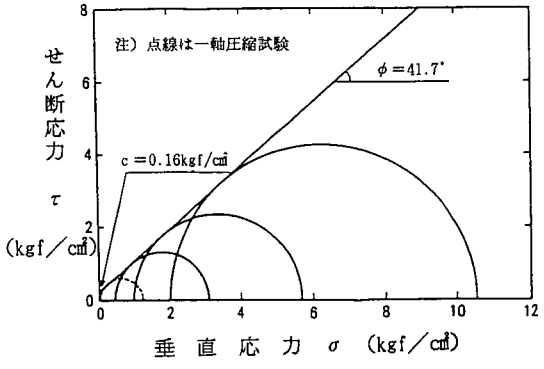


図－4.3.9　一軸圧縮強度の深度分布

写真－4.3.1　水和反応物の結晶構造



図－4.3.10　一軸圧縮強度と材令の関係



図－4.3.11　パイル体の三軸圧縮試験結果

(5)　まとめ

①　全土圧は改良前の4tf/m²から、パイル打設数日後には最大 14tf/m²に上昇した。これを有効土圧係数K'値に換算すると 0.7から 2.4への上昇となった。その後は各種試験の外乱による低下はあるも

のの、緩やかに減少した後平衡状態に達し、約半年後で全土圧約 10tf/㎡、K' 値 1.6を保持していた。

② 約50cm強に打設された特殊石灰パイルが、水和反応により約60cm強に膨張した。この結果は、消石灰塊の含水比測定結果とも整合していた。

③ 材令に伴うポゾラン反応による一軸圧縮強度の増加が認められた。X線回折と電子顕微鏡写真観察によっても水和物の結晶構造が認められ、ポゾラン反応の進行が確認された。また、セメント系のパイルは、通常のパイルに較べて4～5倍の一軸圧縮強度が得られたが、膨張率は逆に小さかった。

④ パイル材料は比較的大きな内部摩擦角を有し、材令に伴って一軸圧縮強度と内部摩擦角が増加していた。また、水位変動による強度低下は認められなかった。

4.3.3 強度増加に関する試験

(1) 実験の目的

特殊石灰パイルはパイル自体がポゾラン反応により硬化して強度を発現する。パイルの強度をさらに高めることができれば、複合地盤としてより耐震性を有する改良地盤となることが期待される。本実験は特殊石灰パイルの強度増加をより一層図るとともに設計に反映させるデータを収集する目的で行った。

前年度に実施したセメントの種類と特殊石灰の粒径を変えた実験、及びセメントの添加量と特殊石灰の粒径を変えた実験では、以下の結果が得られている。

① 粒径が小さい場合はセメントの添加による強度増加が顕著である。

② ポルトランドセメントより高炉セメントの方が約 1.5倍の強度を発現する。

③ 特殊石灰の粒径が2㎜以下の場合には、セメントの添加量の増加に伴って強度が増加する。

④ 供試体の膨張率と一軸圧縮強度の関係は、膨張率が大きいと一軸圧縮強度が低下する傾向がある。

以上のことから、今年度の実験はより大きな強度を発現させるため、粒径2㎜ｱﾝﾀﾞｰの特殊石灰と高炉セメントの組み合わせで行った。

(2) 養生方法を変えた試験

屋外で打設したパイルでは、室内試験の約4倍の強度が得られた。そこで、現場試験と室内試験との強度差の原因を探るため、試料配合を固定し（表－4.3.5）、拘束条件と養生方法を変えた実験を実施した。

供試体はＣＢＲ試験用のモールド（M）、土中（P）及びプラスチックコンテナ（C）に試料を詰めて作成した。実験ケースを表－4.3.6に示す。

膨張率と一軸圧縮強度の関係（図－4.3.12）は、拘束が強いほど膨張率は小さく、強度は大きくなることを示している。M－1，2の一軸圧縮強度が高い値を示しているのは、モールドと試料の隙間が18㎜しかなく、クッションとなる砂の圧縮量が小さいため、拘束力が強く作用し過ぎた結果と考えられる。また、M－1，2の強度差は上部拘束が強度に大きな影響を及ぼすことを示している。M－3，4では、発泡スチロールの外側を布テープで巻い

表－4.3.5 試料配合

特殊石灰 2㎜アンダー	高炉セメント B 種	石　　膏	砂
25	20	3	52

（数字は重量%）

たM－4が、M－3に比べ僅かに一軸圧縮強度は高い。また膨張率もM－4が0.1程度小さく、拘束の効果が現れている。屋外の砂地盤および粘性土地盤で養生したP－1，2は、いずれも一軸圧縮強度 3～7kgf/cm²、膨張率0.4～0.5の望ましい値を示している。C－1は容器がパイルの膨張により変形したため、2週強度で0.5kgf/cm²の小さな値となっている。

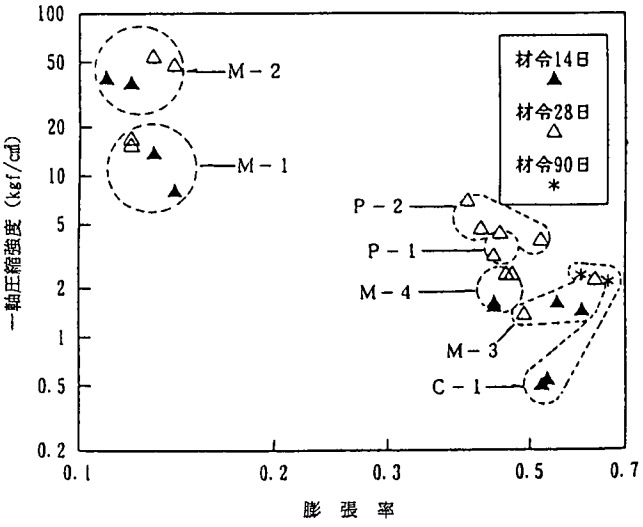
以上のことから、より現場に近い状態で室内実験を行い、拘束条件を明確にするためには、パイルが膨張しても変形しない容器中の砂地盤に供試体を作成し、砂の密度、上載圧等のパラメータによって拘束条件を表現する必要があることがわかった。

(3) 人工地盤中の試験

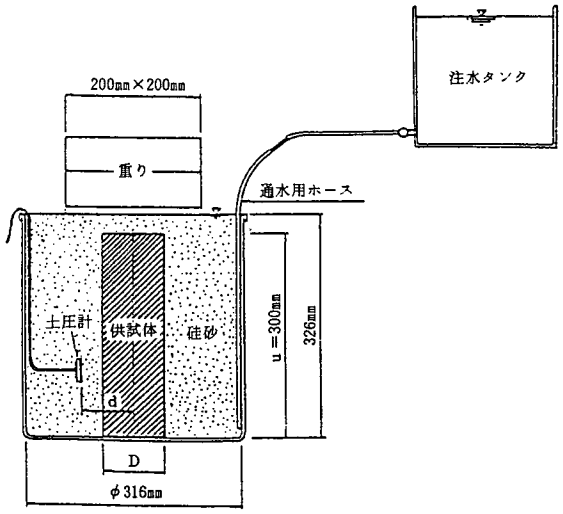
前シリーズの実験より得られた情報により、新しい実験装置を考案し、拘束条件と試料配合を変えた実験を行った（図－4.3.13）。このシリーズでは、供試体作成時の断面積、上載圧、周辺地盤の相対密度、高炉セメントの種類及び添加量の5要因を変えて実施した（表－4.3.7）。各ケースにおいては土圧計を設置し、特殊石灰の吸水膨張

表－4.3.6　実験ケース

	側部拘束条件	上部拘束条件	養生条件
M－1	湿　潤　砂 γ t＝1.70g/cm³	おもり20kgf (上載圧 2.5tf/m²)	水
M－2	湿　潤　砂 γ t＝1.70g/cm³	挟板蓋固定	水
M－3	発泡スチロール 継ぎ目ガムテープ止	おもり20kgf (上載圧 2.5tf/m²)	湿潤砂
M－4	発泡スチロール 全面ガムテープ巻	おもり20kgf (上載圧 2.5tf/m²)	水
P－1	砂　質　土	砂質土埋戻し	自然状態
P－2	粘　性　土	砂質土埋戻し	自然状態
C－1	湿　潤　砂 γ t＝1.65g/cm³	おもり20kgf (上載圧 2.5tf/m²)	湿潤状態



図－4.3.12　膨張率と一軸圧縮強度



図－4.3.13　供試体作成

表－4.3.7　実験ケース

CASE	相対密度 Dr(%)	配合 パターン	特殊石灰	高炉セメントA	高炉セメントB	石膏	砂
1	40	A	25		20	3	52
2	55	A	25		20	3	52
3	70	A	25		20	3	52
4	40	B	25	20		3	52
5	40	C	25		15		60
6	40	D	25		10		65

（数字は重量%）

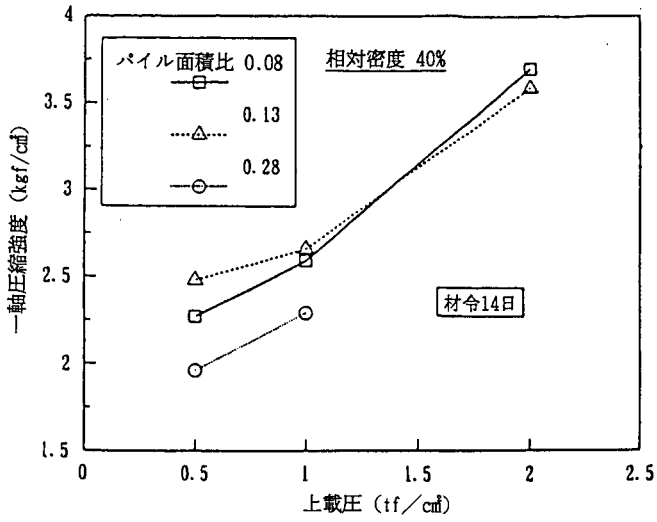
直径（D）	改良面積比
89mm	0.08
114mm	0.13
166mm	0.28

重　り	上載荷重
20kgf	0.5tf/m²
40kgf	1.0tf/m²
80kgf	2.0tf/m²

によって発生する土圧の経時変化を計測した。なお、供試体作成時の断面積の比をパイル面積比として、これも側部拘束を表すパラメータとして用いている。

図－4.3.14は上載圧による拘束圧の増加にともない一軸圧縮強度が大きくなることを示しているが、上載圧が大きくなるにしたがってパイル面積比の違いによる差は小さくなっている。

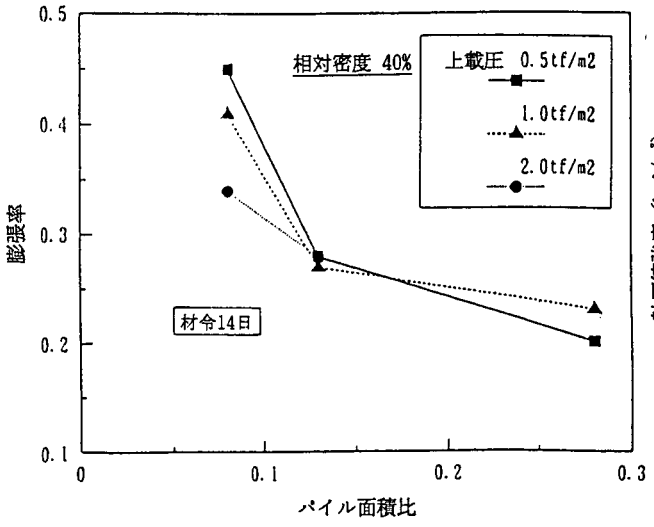
図－4.3.15では、パイル面積比が大きいほど拘束が高まって膨張率が小さくなる現象が如実に現れている。但しこの場合もパイル面積比が大きくなるにつれ、上載圧の影響は小さくなっている。つまり、砂の相対密度が小さい場合については、パイル強度には上載圧の、また膨張率にはパイル面積比の寄与と一軸圧縮強度する割合が高いのではないかと推察される。相対密度と一軸圧縮強度及び膨張率の関係（図－4.3.16）では両者の二律背反性がよく現れている。



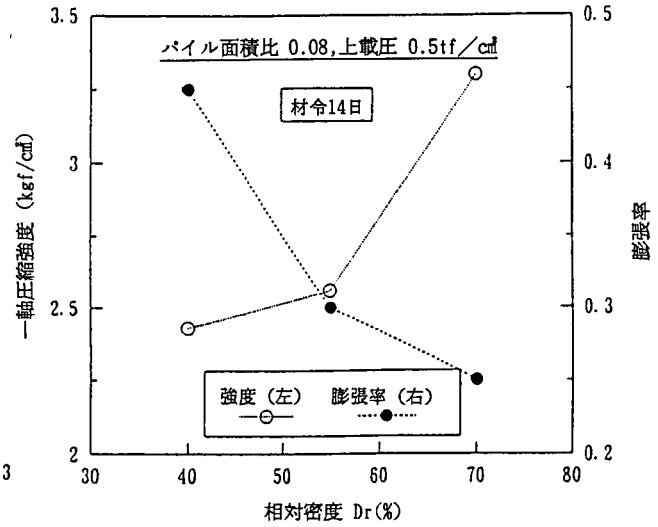
図－4.3.14　上載圧と一軸圧縮強度

ＣＡＳＥ４～６の結果を図示した図－4.3.17では、セメントの種類による違いはみられないが、添加量による違いは明らかである。また、セメント量20%の配合では、材令４週の一軸圧縮強度は現場試験とほぼ同等の強度を発現している。

横軸にパイルからの距離と供試体作成時外径との比、縦軸に土圧をとった図－4.3.18は最大、最終土圧とも距離比に比例して減少している。従って、改良面積比が小さい場合には隣接するパイルの膨張による



図－4.3.15　パイル面積比と膨張率



図－4.3.16　相対密度と一軸圧縮強度、膨張率

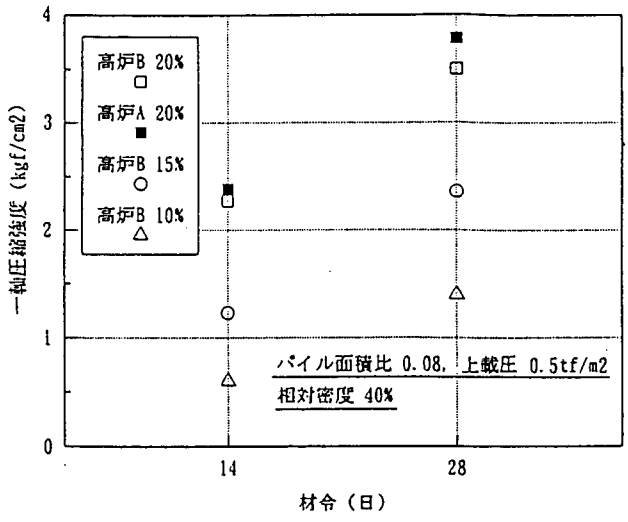
パイル近傍の土圧の増加が小さいと考えられる。図－4.3.19の土圧の経時変化は相対密度の違いによる増加土圧の違いがはっきり現れている。このことから、砂地盤の相対密度が大きい場合でもパイル近傍の拘束圧が大きくなり、一軸圧縮強度に反映するのではないかと考えられる。土圧と一軸圧縮強度の関係（図－4.3.20）では、比例関係の良好な結果が得られている。

以上のことから、パイルの一軸圧縮強度及び膨張率は上部及び側部拘束力を表すパラメータである上載荷重、土圧の変化に支配され、土圧は改良面積比、上載荷重並びに相対密度に影響されるが、その影響のされ方は一様でないことがわかった。

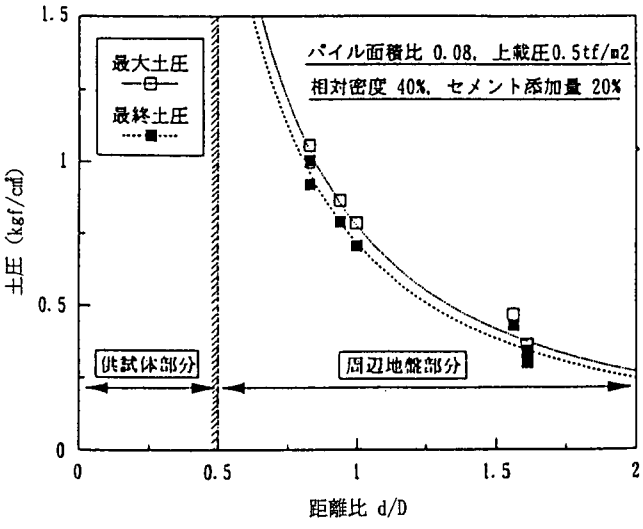
(4) 屋外打設パイルとの強度比較

屋外で実施工機にて特殊石灰パイルを打設し、約２ヶ月後に掘り出して一軸圧縮試験を実施した結果を表－4.3.8に示す。表中の特殊石灰粒径が２㎜アンダーのパイルは、比較的締まった粘性土地盤に打設したもので粒径が10㎜～２㎜のパイルは、Ｎ値５程度の人工砂地盤中に打設したものである。

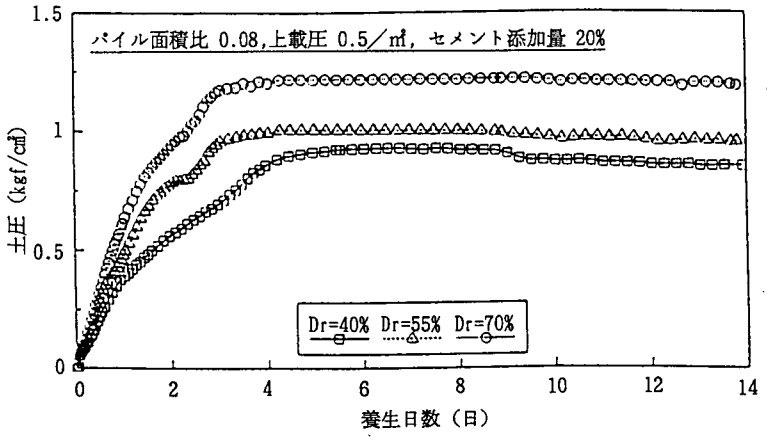
特殊石灰粒径が２㎜アンダーのパイルの一軸圧縮強度は 12～14kgf/cm^{2}と高い値を示してい



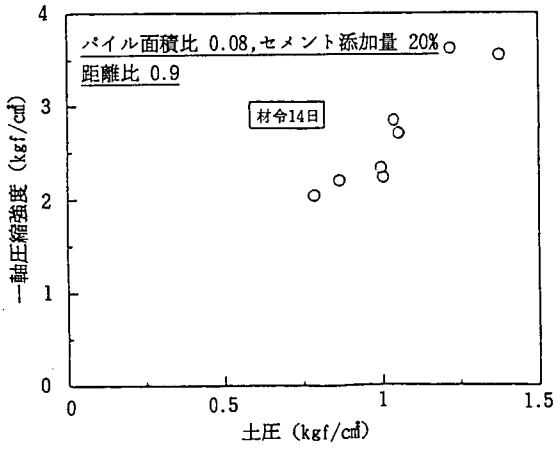
図－4.3.17　材令と一軸圧縮強度



図－4.3.18　距離比と土圧



図－4.3.19　土圧の時刻歴



図－4.3.20　土圧と一軸圧縮強度

表－4.3.8　屋外打設パイル一軸圧縮試験結果

試料番号		湿潤密度 ρ (g/cm³)	含水比 ω (%)	一軸強度 q (kgf/cm²)	一軸強度 平均q (kgf/cm²)	破壊ひずみ ε (%)	変形係数 E (kgf/cm²)	備考
生石灰 2mmアンダー No.1	1	1.735	34.2	14.58	14.06	0.713	2430	
	2	1.739	36.4	13.53		0.503	3560	
生石灰 2mmアンダー No.2	1	1.702	32.4	12.91	12.48	0.547	3070	
	2	1.699	36.6	12.04		0.409	3540	
生石灰 10mm～2mm No.1	1	1.577	32.4	0.68	0.77	1.069	130	
	2	1.644	34.7	0.86		0.631	460	
生石灰 10mm～2mm No.2	1	1.544	37.6	1.24	1.20	0.690	240	
	2	1.539	37.0	1.16		0.629	240	

※ 配　合

生石灰	25%（2mmアンダー、2mm～10mmの2種類）
高炉セメントB種	20%
石　膏	3%
砂	52%

るが、これは拘束条件と養生方法を変えた実験の結果から、地盤の拘束圧による影響と考えられる。

(5) まとめ

一連の室内実験の結果、原地盤に近い条件で簡単に行える実験方法が確立できた。今後、試料の配合、拘束条件のパラメータを変化させ、実験を重ねることで、特殊石灰パイルの強度増加と拘束条件との関係を明らかにしたいと考えている。

4.3.4　振動台実験（その1）

(1) 実験の目的

特殊石灰パイル工法の改良効果はパイル間地盤とパイル体に分けて調査研究を進めてきたが、特殊石灰パイルで改良された複合地盤の液状化強度を直接求めるために、振動台実験を実施した。振動台実験（その1）の目的は次の通りである。

① 特殊石灰パイルで改良された複合地盤の液状化強度を求める。

② 特殊石灰パイル効果を明確にするため、非改良地盤、砂置換パイル地盤の液状化強度を求める。

(2) 実験方法

① 実験ケース

表－4.3.9に実験ケースの一覧を、図－4.3.21に各ケースのパイル配置を示す。また、以下の実験条件は各ケース共通である。

試験地盤に用いた砂－7号硅砂

試験地盤の作成方法－空中落下法

試験地盤の相対密度－目標47%

上載荷重　　－ 0.250kgf/cm²相当（荷重10tf）

特殊石灰パイル配合－石灰25(最大径10mm以下)、水滓10、石膏 3、砂62：(重量百分率)

パイルケーシング径－ 90mm(目標膨張率0.44→膨張後108mm)

パイル養生期間　－１週間

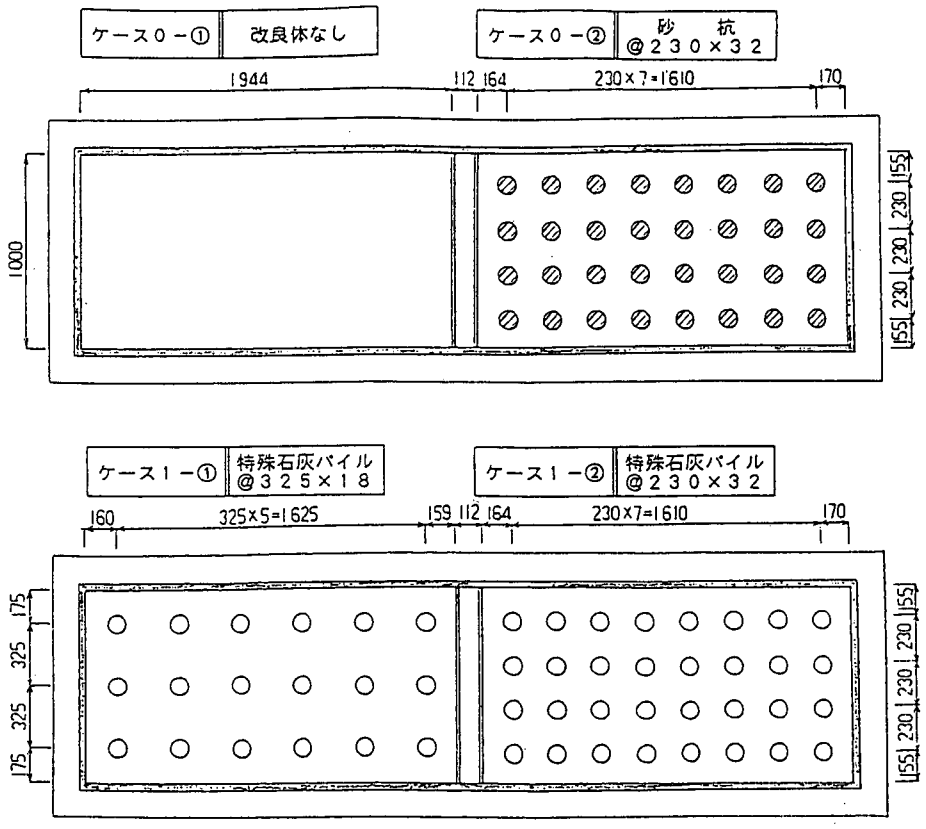
間隙水　　－水(脱気水)

加振加速度　　－正弦波、５Hz・20波、ステップ加振

表－4.3.9　実験ケース一覧

ケース		改良体	パイルピッチ（×5.5）	パイル打設方法・地盤条件	備　考（膨張率は0.44とする）
0	①	な　し	－	乾燥地盤 全数同時圧入 目標Dr＝47% (N値５相当)	無改良地盤
	②	砂　杭	230　(1265)		置換率　0.12
1	①	特殊石灰パイル 石灰:10mm以下 砂　:７号硅砂	325　(1788)		膨張後置換率　0.09
	②		230　(1265)		膨張後置換率　0.17

「全数同時圧入」はケーシングを全数圧入した後、材料投入、引抜きを行う。

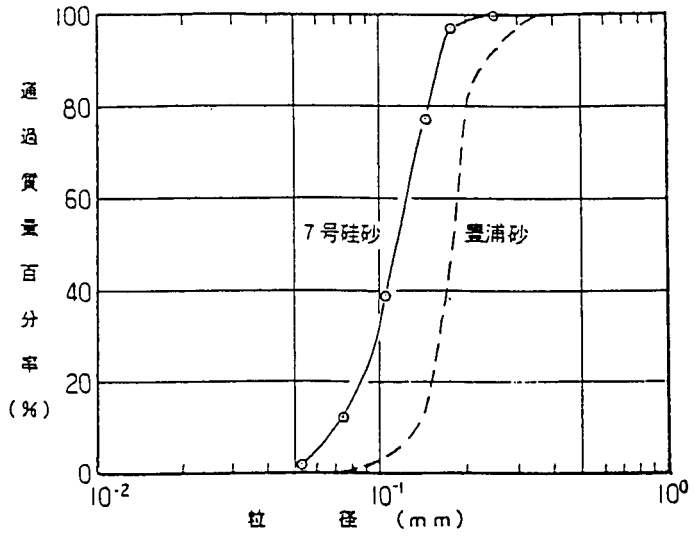


図－4.3.21　パイルの配置（単位：mm）

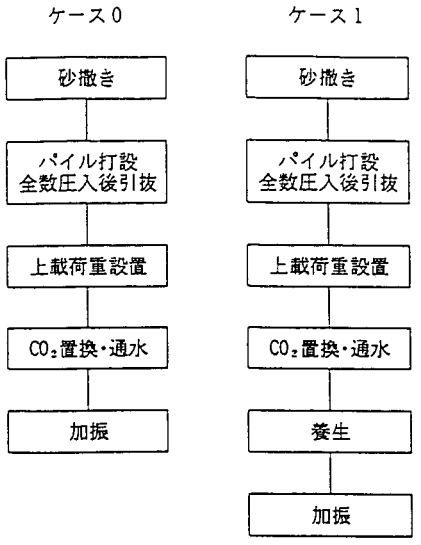
② 試験に用いた地盤およびパイル材の特性

地盤に使用した砂は、豊浦砂の粒度に近い岐阜県多治見産の７号硅砂であり、その粒度分布を図－4.3.22に示す。作成地盤は、N値５を想定し、目標相対密度を47％とした。地盤作成は、空中落下法により行い、測定平均相対密度は43～46％であった。

パイルの配合を表－4.3.10に示す。



図－4.3.22　７号硅砂の粒度分布



図－4.3.23　実験手順

表－4.3.10　パイルの配合

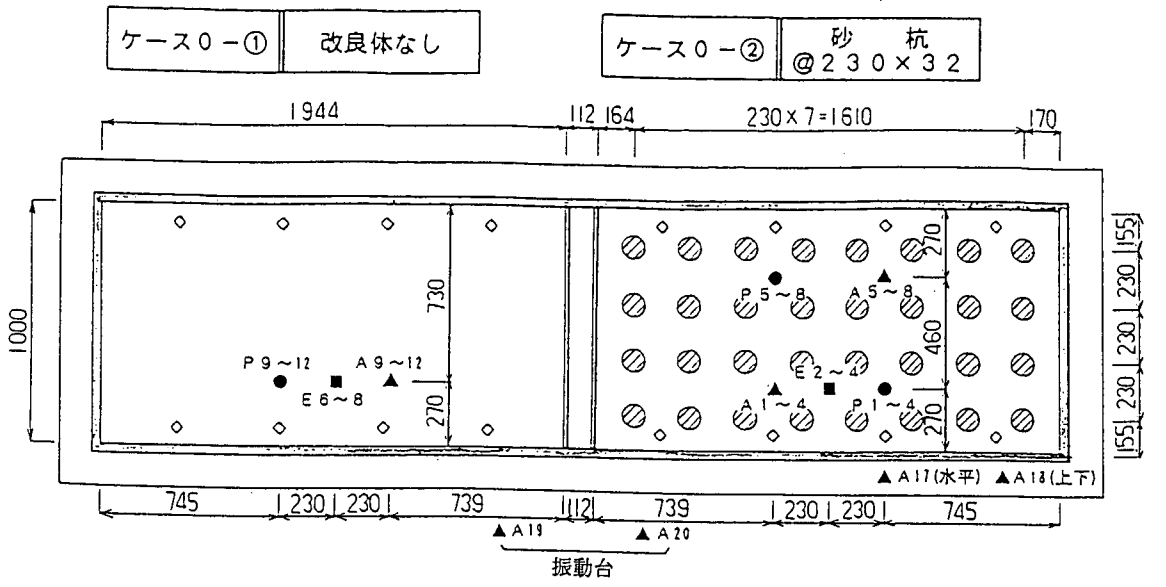
ケース No.	硅砂 62% (kg)	水滓 10% (kg)	石膏 3% (kg)	生石灰 25 % (kg)	合　計 100 % (kg)	γ_d (t/m³)	本数	生石灰使用量 (kg)
0 －①								
0 －②	7.17					1.41	32	
1 －①	4.15	0.67	0.20	1.68	6.70	1.31	18	30.24
1 －②	4.15	0.67	0.20	1.68	6.70	1.31	32	53.76

③ 実験手順

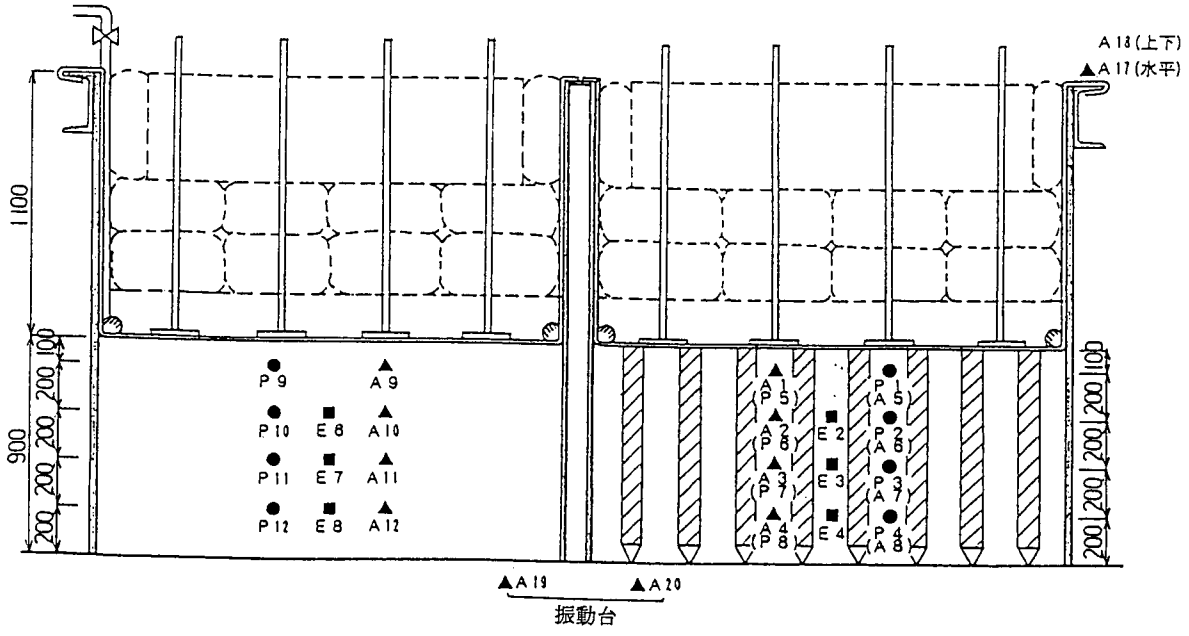
今回実施した実験は、ケース毎にパイルの条件が異なるため、それぞれ実施手順も異なる。主な相違点は、ケース０は砂杭のみの打設であるため養生が不要なことであり、それぞれ以下のようになる。

④ 計測機器の配置

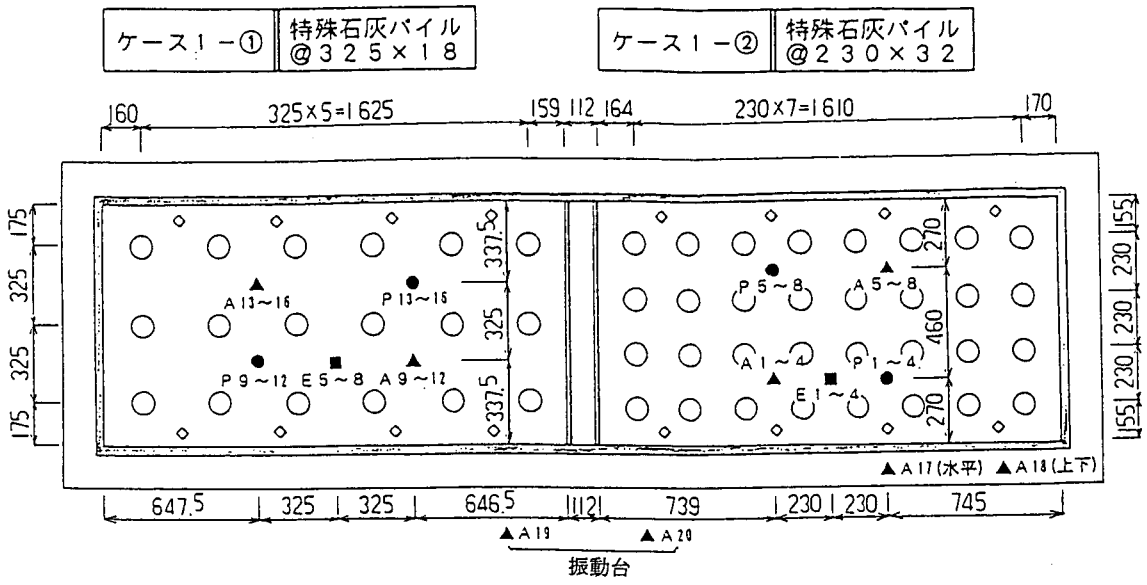
計測機器の配置を図－4.3.24～4.3.25に示す。



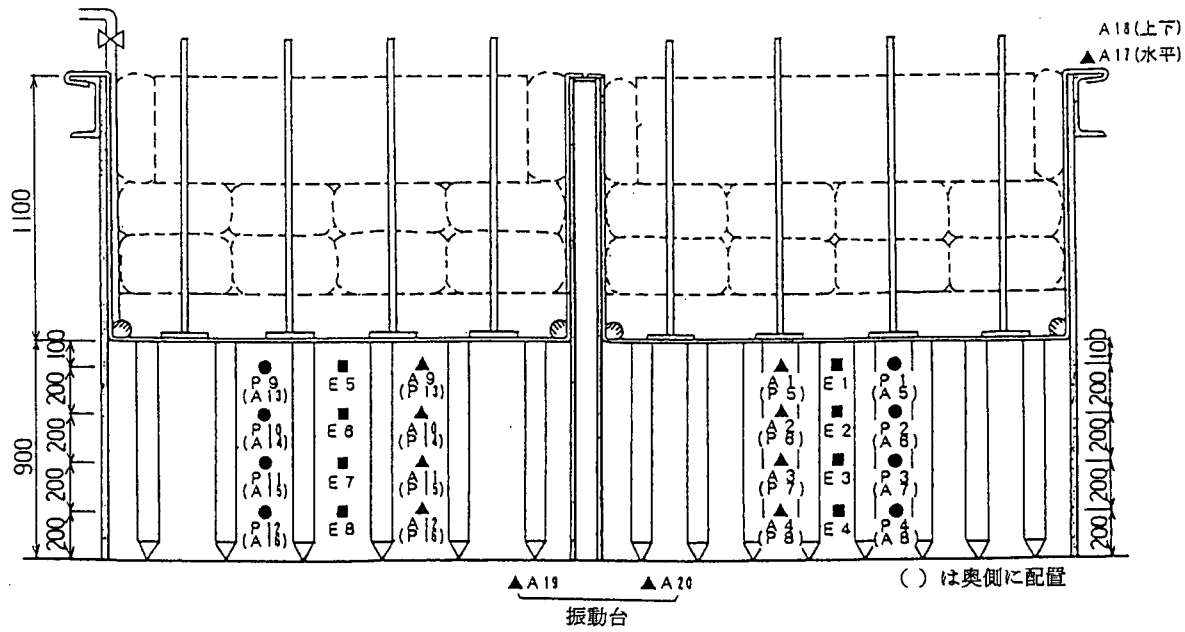
▲加速度計：A　●間隙水圧計：P　■土　圧　計：E　◇鉛直変位測定



図－4.3.24　計測機器の配置（ケース０）　　（単位：mm）



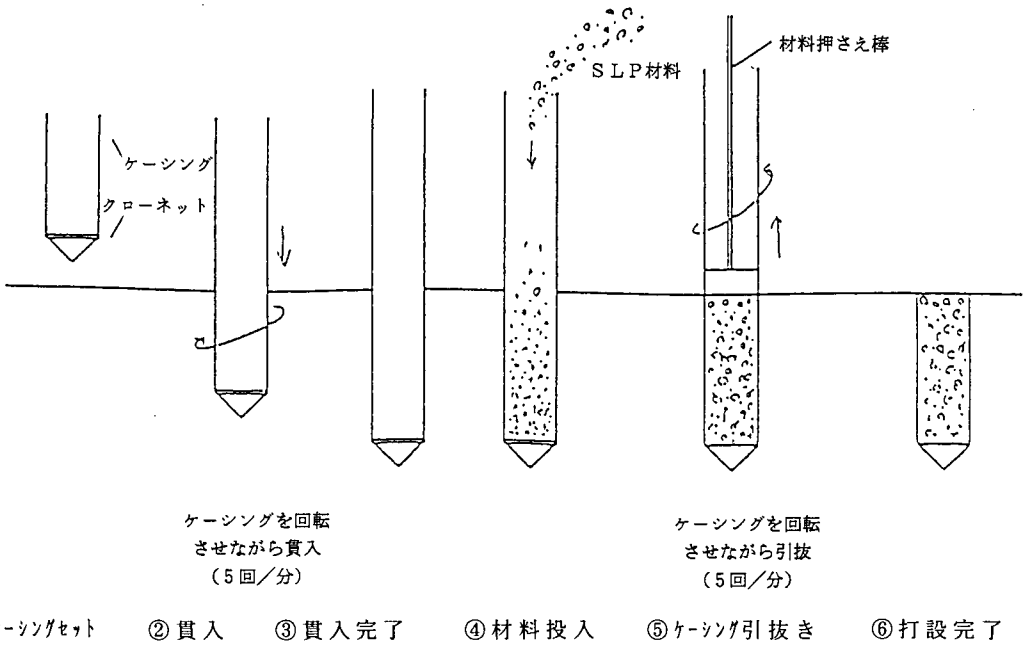
▲加速度計：A　●間隙水圧計：P　■土　圧　計：E　◇鉛直変位測定



図－4.3.25　計測機器の配置（ケース1）　　（単位：mm）

⑤ パイル打設

パイルの打設順序は図－4.3.26に示すように、ケーシングセット、回転貫入（削孔）、パイル材料投入、ケーシング引き抜きの順であった。



図－4.3.26 パイルの打設順序

⑥ 上載荷重の設置

上載荷重は、防水シートの中に砂と鋼製重錘を用いて載荷した。

⑦ 地盤の飽和（通気、通水）の方法

地盤の飽和は、炭酸ガスを地盤に飽和させ、その後、通水を行った。通水は、地盤がボイリングを起こさないように行った。

⑧ 特殊石灰パイルの養生

特殊石灰パイルの養生は1週間行った。

⑨ 加振方法

加振方法は、ステップ加振で、正弦波、振動数5Hzで繰り返し回数20回／ステップとし、各加振後に排水、水位および沈下測定を行っている。

(3) パイル膨張に伴う密度および土圧の増大効果

① 相対密度の増大

図－4.3.27にパイル打設時、養生期間中、加振時の相対密度の変化を示す。

砂杭及び特殊石灰パイルを21cmピッチで打設した、ケース0－②、1－②では、打設により、相対密度が約20%上昇しているが、特殊石灰パイルを打設したケース1－②ではパイルの膨張による密度増加が現れておらず、パイル打設による地盤の改良効果により、膨張による改良効果が発揮できなかったと

考えられる。すなわち、この土槽では特殊石灰パイルの膨張による改良効果の限度が存在する可能性がある。これに対し、特殊石灰パイルをピッチ32.5cmで打設したケース１－①では、打設により９％、パイル膨張により４％と、理論解[1]とほぼ適合する増加率が得られている。

② 土圧の変化

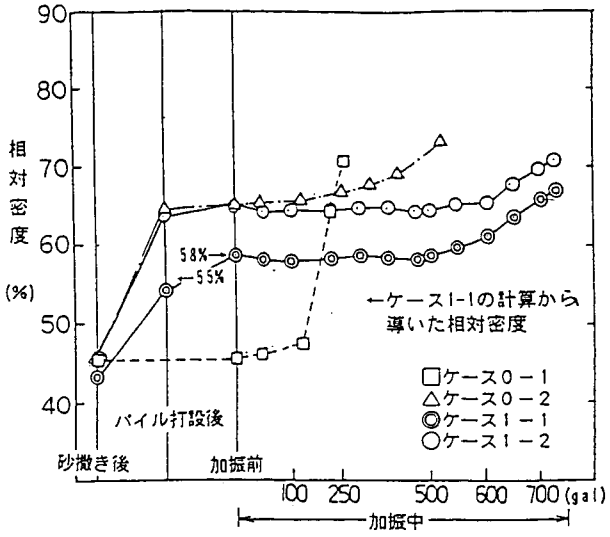
図－4.3.28に養生期間中の土圧の変化を示す。

通水を開始すると、パイルの膨張に伴い、地盤の土圧も徐々に増加していき、約72時間後に平衡状態に達したことがわかる。土圧係数（σ_h'/σ_v'）に換算すると、ケース１－②では、深さ70cmで約2.6 にまで上昇したが、ケース１－①では顕著な増加は見られなかった。また、砂杭のケース０－②でも土圧増加は見られなかった。

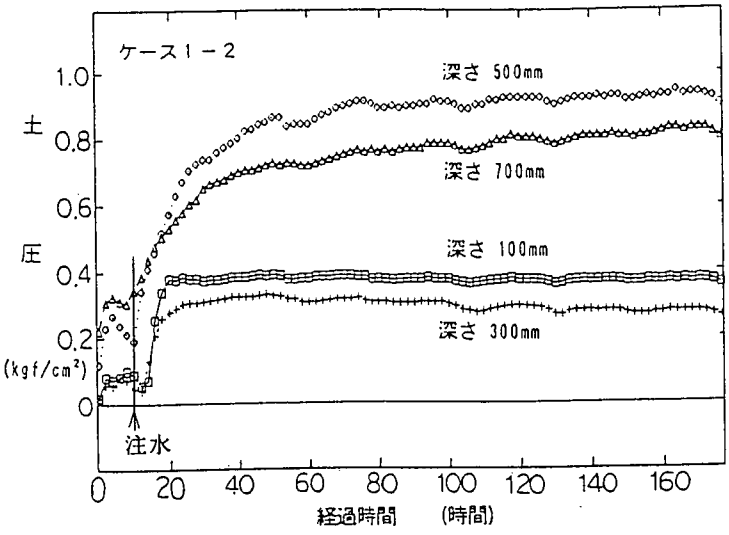
(4) パイルピッチの影響および砂杭との比較検討

① パイルピッチの影響

表－4.3.11に特殊石灰パイルによる地盤改良効果およびパイルピッチの影響を検討するため、無改良地盤（ケース０－①）、同じ打設条件により特殊石灰パイルをピッチ 32.5cm(ケース１－①) および12.0cm（ケース１－②）で打設した地盤に対する試験結果の比較を示す。加振結果については過剰間隙水圧比が 0.5に至った時および液状化時（過剰間隙水圧比=1.0）あるいは過剰間隙水圧比が最大値に達した時のせん断応力比と繰返し回数について示した。これら３ケースの過剰間隙水圧上昇の全体傾向は、図－4.3.29に示すように最大値に至るまでだけを見るとほぼ相似形である。



図－4.3.27 相対密度の変化



図－4.3.28 土圧の変化

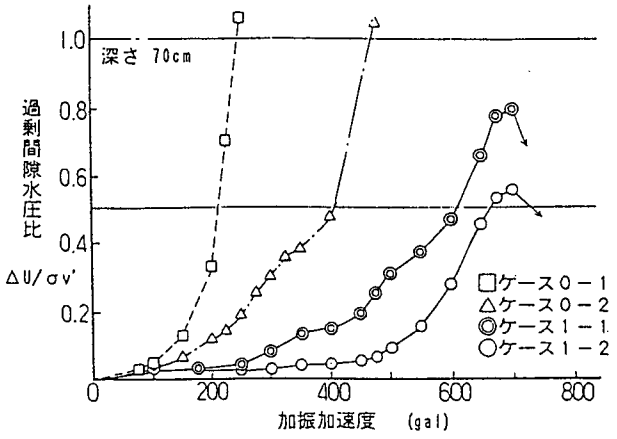
図－4.3.30に過剰間隙水圧が一定値(0.2～0.7)に至った時のせん断応力比と繰返し回数の関係をまとめて示すが、上載圧による拘束圧増大効果を補正したとしてもケース１－①、１－②ともに非常に大きな液状化強度が得られている。

その一方、７号硅砂は粒子形状や粒度分布が豊浦標準砂と近いことから、液状化特性も似かよってい

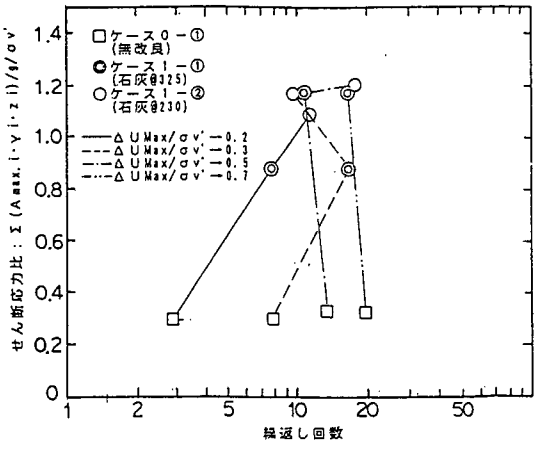
表－4.3.11　パイルピッチの影響

ケース No.	砂撒き後相対密度（%）	加振前相対密度（%）	静止土圧係数	（加振ステップ）応答加速度／せん断応力比／繰返し回数（後は加振後）	
				ΔUmax/σv'→0.5	ΔUmax/最大値到達時
0－①	46	46	0.19	－	－
			0.11	－	－
			－	－	－
			0.16	(225)250/0.34/14	1.0 (250)722/0.53/11
1－①	43	58	0.15	(675)905/0.97/20	0.51(675)905/0.97/後
			0.18	(675)865/1.05/18	0.58(700)1170/1.5/20
			0.65	－	－
			－	(650)880/1.16/11	0.80(700)990/1.6 /20
1－②	46	65	1.37	－	0.33(700)1241/1.3/後
			0.82	－	0.38(700)1049/1.4/後
			3.08	－	0.47(700)977/1.5 /後
			2.64	(675)957/1.18/18	0.56(700)1011/1.5/20

ると考えられる。本試験の無改良地盤の試験結果は、上載圧の影響を考慮すれば、相対密度45%程度の豊浦標準砂の液状化強度にほぼ対応する強度を示しており、改良効果検討のための基礎データとみなすことができる。このケース0－①の結果と比べると、ケース1－①、②とも、相対密度の上昇だけでは説明できないような非常に高い改良効果が得られており、せん断応力比が1を超えるような入力に対しても過剰間隙水圧比は1（完全液状化）に至らず、ステップ加振にともなう履歴効果により硬化し、700galより大きい加振ステップでは過剰間隙水圧のレベルは逆に落ちている。これをパイル打設ピッチからみると、ピッチにパイルの縮尺を乗じた値はケース1－①、1－②でそれぞれ1.79m、1.27m、また加振後に掘出して測定したパイル直径から算出した置換率は0.067、0.134となる。ケース1－②のこれらの数字は、実際の地盤に用いるときの値に近い標準的な値であり、一方ケース1－①は現場に適用するにはかなり粗な配置である。それにもかかわ



図－4.3.29　各ケースの加振ステップごとの過剰間隙水圧比の比較



図－4.3.30　無改良地盤と特殊石灰パイル改良地盤の比較（過剰間隙水圧比とせん断応力比、繰り返し載荷回数との関係）

らず、高い改良効果が得られている原因としては、周面を剛な鋼製壁で囲まれたうえに上載荷重が設置されておりほぼ完全に拘束されていることから、地表面が自由で周辺が静止土圧のみである現場の条件に比べ拘束が非常に強く、さらにパイル打設時に鋼管ケーシングをすべて圧入してからパイル材料投入、引抜きを行ったため、圧入時のパイル間地盤の拘束が非常に強かったことの２つが考えられる。特殊石灰パイルの平均膨張率がケース１－①、１－②とも0.11と現場での実績0.44と比べ非常に低く、パイルの養生時にあまり密度上昇がなかったことも、周囲の拘束効果によると考えられる。また上載荷重の効果が過大であるとも考えられるが、逆に上載荷重を設置しなければ、パイルの水和反応による膨張力は上方に逃げ、周辺地盤の締固め効果は十分発揮されないことが予想される。また、本試験のように完全拘束に近い中で内部で膨張力が働いている状態は、室内試験においてゴム膜を介して拘束圧を増大させるような場合に比べて、より高い拘束効果が得られると考えられ、上載圧の効果の評価法の見直しが必要となる可能性もある。

さらに、パイルピッチの影響を検討するためケース１－①と１－②を比較すると、加振前相対密度はパイルの膨張率がほぼ等しいことから、本数に応じて１－②が１－①より７％大きくなっており、パイル膨張にともなう側方土圧上昇はパイルピッチ32.5cmの１－①ではほとんどないのに対し、ピッチ23.0cmの１－②では静止土圧係数に換算して最大3.0以上になっている。加振結果は、ケース１－②が１－①より過剰間隙水圧の発生レベルが低くなっており、より強い地盤であることは確認できたが、相対密度と側方土圧の違いで説明できる差よりははるかに小さな違いにすぎなかった。これは、周囲を拘束した条件で、さらに強い拘束力が加わるケーシングの全数貫入を行った時点で密な地盤が形成され、そこに特殊石灰の膨張効果が加わったことで、両方ともほぼ上限に近い強固な地盤となったため、側方土圧の大きな違いが結果としてはあまり現れなかったのではないかと考えられる。また、このような拘束が強い条件では、膨張時の改良効果は密度や土圧だけに現れるのではなく、粒子構造の安定化のような定量的な評価の困難な形で発揮されている割合も多いものと推定される。

以上をまとめると次のようになる。

- 特殊石灰パイル打設による改良効果を振動台実験により確認できたが、周囲を拘束した条件では、その影響により現場に比べ非常に高い改良効果となる。ただし、その改良効果は密度や土圧だけでは評価できない。
- 置換率0.07程度でも周囲の拘束の影響により非常に高い改良効果が発揮されるため、さらに粗な配置としなければこの装置ではパイルピッチの影響を検討できない。

② 特殊石灰パイルと砂杭との比較

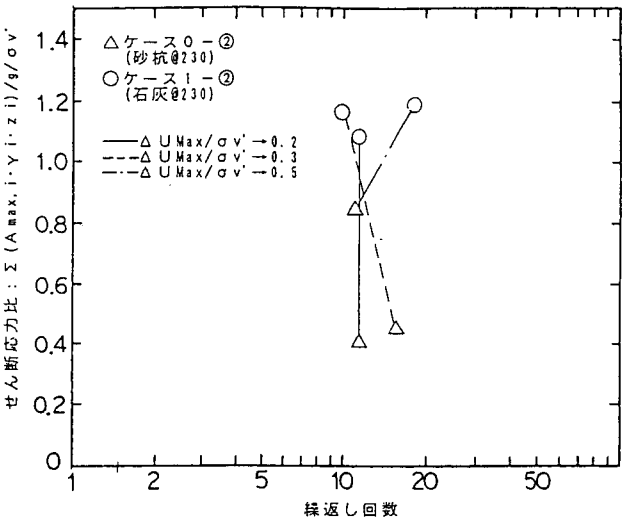
表－4.3.12に特殊石灰パイルと砂杭の地盤改良効果を比較するため、砂杭をピッチ23.0cmで乾燥地盤に全数打設した地盤（ケース０－②）と特殊石灰パイルをピッチ23.0cmで同じ条件で打設した地盤（ケース１－①）の試験結果の比較を示す。

ここで、これら２ケースでは特殊石灰パイルの膨張量が少なかったため加振前の相対密度は同じ値となっているが、砂杭による改良を行った０－②では加振ステップ475gal：せん断応力比0.7～0.8で過剰間隙水圧比は１（完全液状化）に至っているのに対し、特殊石灰パイルによる改良を行った１－②では、

表－4.3.12　特殊石灰パイルと砂杭の比較

ケース No.	砂撒き後相対密度（%）	加振前相対密度（%）	静止土圧係数	（加振ステップ）応答加速度／せん断応力比／繰返し回数（後は加振後）	
				ΔUmax/σv'→0.5	ΔUmax/最大値到達時
0－②	45	65	0.31	(475)650/0.70/後	0.54(475)650/0.70/後
			－	(475)650/0.70/14	0.71(475)638/0.75/20
			0.45	(400)463/0.56/13	0.97(475)633/0.80/20
			0.30	(475)654/0.85/11	1.0 (475)654/0.85/37
1－②	46	65	1.37	－	0.33(700)1241/1.3/後
			0.82	－	0.38(700)1049/1.4/後
			3.08	－	0.47(700)977/1.5 /後
			2.64	(675)957/1.18/18	0.56(700)1011/1.5/20

せん断応力比が1を超えるような入力に対しても過剰間隙水圧比は1（完全液状化）に至らず、ステップ加振にともなう履歴効果により硬化し、700galより大きい加振ステップでは過剰間隙水圧のレベルは逆に落ちており、砂杭を上回る高い改良効果が得られている。ただし、過剰間隙水圧の全体の傾向を履歴効果の現れる700gal以前で比べると、図－4.3.29に示すようにどちらも加振レベルが高くなると上昇勾配が急になるという相似に近い現象となっている。これは、砂杭をピッチ23.0cmで打設した地盤でも相対密度が65%に上昇しており、さらに周囲の拘束の影響もあって、特殊石灰パイルと比較すれば低い値であるが、絶対値としてはその改良効果は高く、無改良地盤のような破壊的液状化現象は生じておらず、十分密な地盤であるためと考えられる。図－4.3.31に過剰間隙水圧が一定値(0.2～0.5)に至った時のせん断応力比と繰返し回数の関係を示すが、ここでも特殊石灰パイルと砂杭の改良効果の差は明瞭である。

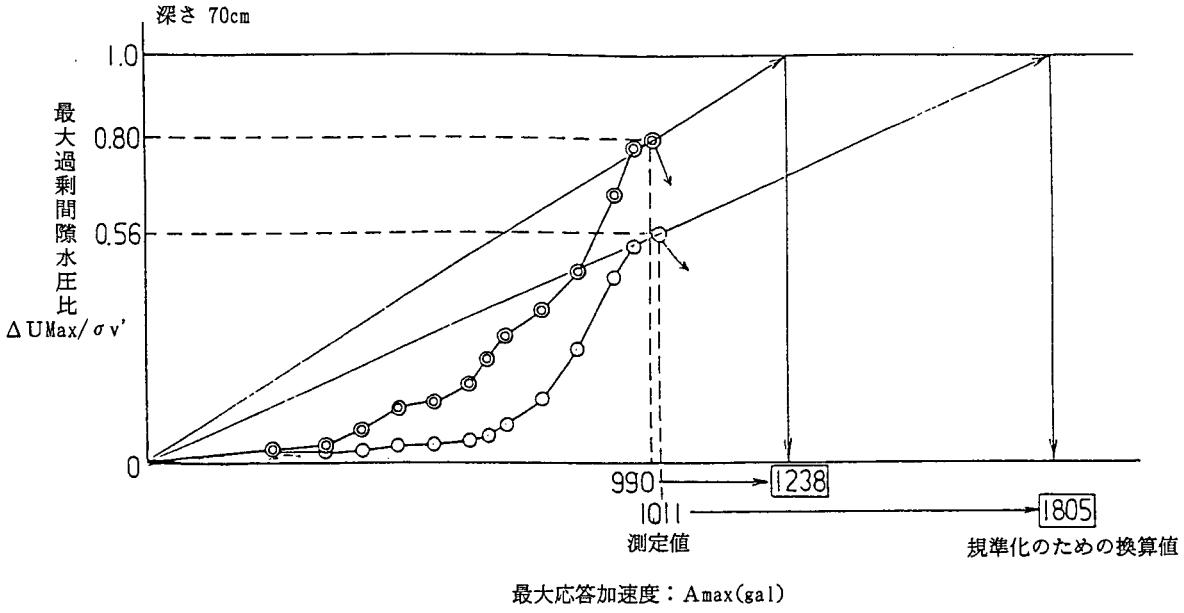


図－4.3.31　砂杭と特殊石灰パイルの改良効果の比較（過剰間隙水圧比とせん断応力比、繰り返し回数との関係）

ここで、深さ70cmで過剰間隙水圧比が最大となった時のせん断応力比を単純に比べると0.85と1.5 とケース1－②は0－②約2倍の強度となるが、ケース1－②では過剰間隙水圧比が最大で0.56と液状化状態の半分程度であり、この結果を直接用いて「液状化強度」としての定量的な比較を行うのは難しい。そこで、図－4.3.32で示した方法により過剰間隙比の値で規準化した1－②のせん断応力比を求めると、2.7(=1.5/0.56)となり、0－②(0.85)の約 3.2倍となる。一方、加振前の水平土圧からもとめた平均有効主応力の比は、鉛直応力が等しいとすると、

$$\frac{\sigma m'(1-②)}{\sigma m'(0-②)} = \frac{(1+2\times 2.64)/3}{(1+2\times 0.30)/3} = \frac{2.09}{0.53} = 3.94$$

と 3.2倍に比較的近い値となり、これによる定量的評価の可能性がある。ただし、(4)①で述べたとおりケース１－②の結果は密度と土圧だけで評価できない要素を含んでいると考えられ、さらに検討が必要であろう。



図－4.3.32　過剰間隙水圧比で規準化するための応答加速度換算値の算定法

また、打設条件の異なるケース２でも特殊石灰パイルの改良効果が砂杭を上回る結果が得られているが、このケースの試験結果は打設時の地盤の乱れの影響が非常に大きいと考えられるため考察の対象としなかった。

以上をまとめると次のようになる。

- 本試験においては、特殊石灰パイルは砂杭に比べ相対密度は同じであるのに対し、２～３倍強の改良効果が得られている。
- 本試験のような拘束の強い条件では、特殊石灰パイル、砂杭どちらの改良地盤も無改良地盤に比べれば、十分強固で密な地盤となった。
- 相対密度および平均有効主応力により、特殊石灰パイルおよび砂杭の改良効果を定量的に評価できる可能性がある。

(5)　まとめ

液状化抵抗比の増大ΔR_Lを相対密度の増大によるものΔR_1と平均有効主応力の増大ΔR_2に分け、R_Lの値は過剰間隙水圧比で規準化したせん断応力比R_L'を採用して、機械的にまとめると、表－4.3.13、図－4.3.33のようになる。これをまとめると次のようである。

① 相対密度45%の無改良地盤での液状化抵抗比R_L'は2.5t/m²の載荷条件で0.5であった。これは載荷なしの条件では150gal、20回の加振で液状化したことになる。

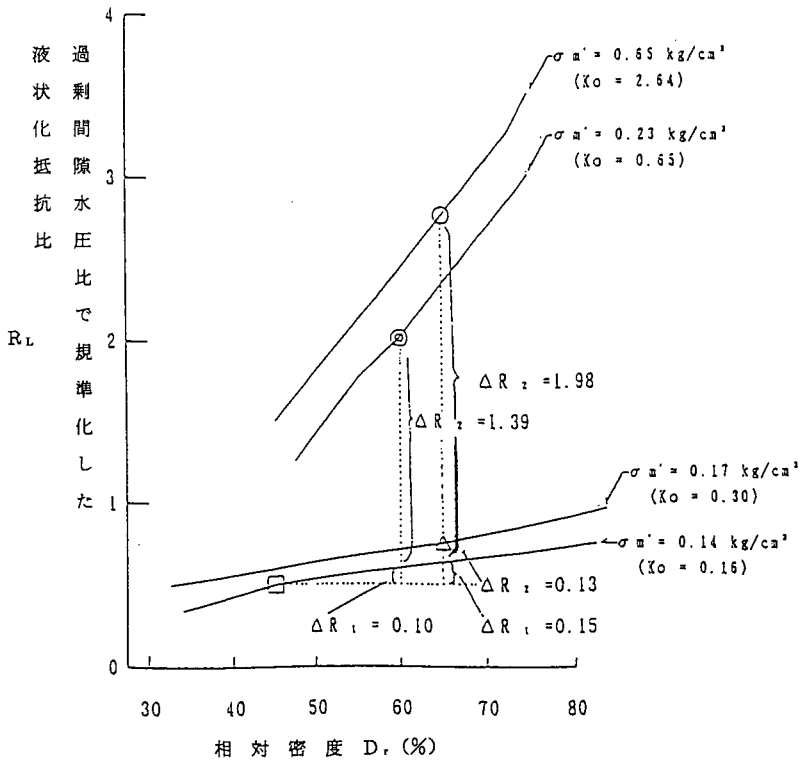
② 砂杭を置換率0.12で打設した改良地盤では、同じ条件でR_L'は0.78であった。無載荷条件では280gal、37回の加振で液状化したことになる。

③ 特殊石灰パイルを初期置換率0.059及び0.12で打設し、反応後置換率0.067、0.13に改良した地盤では700galの加振でも液状化せず、過剰間隙水圧比はそれぞれ0.8、0.56であった。せん断応力比を過

表－4.3.13 振動台実験（その1）のまとめ（深さ70cm地点）

ケース No.	改良の有無	パイル置換率	相対密度 Dr (%)	平均有効主応力 σ_m' (kg.cm⁻²)	液状化抵抗比		
					R_L'	ΔR_1	ΔR_2
0－①	無	0	45	0.14	0.50	0.0	0.0
0－②	砂杭改良	0.12	65	0.17	0.78	0.15	0.13
1－①	SLP改良	0.067	58	0.23*	1.99	0.10	1.39
1－②	SLP改良	0.13	65	0.65	2.63	0.15	1.98

＊深さ50cmの地点のK_0値を用いた。



図－4.3.33 特殊石灰パイルによる改良土層の相対密度と液状化抵抗比の関係

剰間隙水圧比で規準化すると、それぞれ1.99、2.63となって、改良効果が顕在化した。しかしながら、平均有効主応力は両者で非常な差があり、この差異ほどには液状化強度に差異が現れていない。これは、改良地盤では側壁の拘束を強く受けて一つの土魂のようになって非液状化地盤になったものと解釈される。

4.3.5　振動台実験（その２）

(1) 実験の目的

振動台実験（その１：ケース０、１）に引き続き、特殊石灰パイルで改良された複合地盤の液状化強度を直接求めるためにケース３～５の振動台実験を実施した。実験目的は次の通りである。

① 特殊石灰パイルの改良範囲を求める。（ケース３、４）

② 実験地盤上に設置した上載荷重の影響を検討する。（ケース３、４）

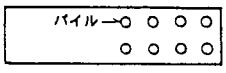
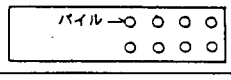
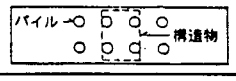
③ 改良地盤中の構造物（共同溝）の、地盤の液状化にともなう浮上り性状を求める。（ケース５）

(2) 実験方法

① 実験ケース

表－4.3.14に実験ケースの一覧および共通試験条件を示す。また、ケース５のピッチはケース４の結果を受けて決定した。((3)③参照)

表－4.3.14　試験ケース一覧

No	試験目的・検討対象	パイル本数・配置	構造物	上載荷重
3	地盤改良－未改良境界部の挙動の把握 大パイルピッチ時挙動	@５００：８本(2列×4本) 	な　し	常時設置
4	上載荷重撤去の影響	@５００：８本(2列×4本) 	な　し	養生時設置 加振時撤去
5	構造物の浮上がり対策としての改良効果 間隙水圧伝播の影響	@５００：８本(2列×4本) 	改良部分上 に設置	養生時設置 加振時撤去

@５００ → 改良率 0.０２５

■共通事項

地　　盤	７号硅砂，空中落下法で作成 作成目標相対密度：４５％
地中構造物	共同溝模型：中空アクリル製 幅６００×高さ３００（奥行９７０）
特殊石灰パイル配合(重量比)	石灰２５％(2～10mm)，水滓１０％， 石膏　３％，砂　６２％(川砂)
パイル打設方法	乾燥砂中で１本ずつ引抜く方法 ケーシング管外径　８９mm （実施工との比　1/5.5）
加振加速度	正弦波(水平)，5Hz×20波＝４秒間 ステップ加振(20～75gal間隔)

② 実験に用いた地盤およびパイル材の特性

地盤に使用した砂は、ケース０、１と同じ豊浦砂の粒度に近い岐阜県多治見産の７号硅砂である。作成地盤は、N値５を想定し、目標相対密度を45%とした。地盤作成法もケース０、１と同じ空中落下であり、測定平均相対密度は40～48%であった。パイル材の配合を表－4.3..15 に示す。

表－4.3.15 特殊石灰パイルの配合

ケース	川砂 62% (kg)	水滓 10% (kg)	石膏 3% (kg)	特殊石灰 25% (kg)	合計 100% (kg)	γ_d (t/m³)	本数	パイル長さ (cm)	石灰使用量 (kg)
3	5.45	0.88	0.26	2.20	8.79	1.69	3	82	6.60
	5.39	0.87	0.26	2.17	8.69	1.67	5	82	10.85
4	5.39	0.87	0.26	2.17	8.69	1.67	8	82	17.36
5＊	5.39	0.87	0.26	2.17	8.69	1.67	4	82	8.68
	2.12	0.34	0.10	0.86	3.42	1.72	1	32	0.86
	2.30	0.37	0.11	0.93	3.71	1.86	1	32	0.93
	2.20	0.36	0.11	0.90	3.58	1.80	1	32	0.90
	2.20	0.36	0.11	0.90	3.58	1.80	1	32	0.90

＊ケース５の長さ32cmのパイルのみ、γ_d=1.67 で長さ35cmに相当する材料を投入した後、表面に余った材料を取り除いた。

③ 実験手順

実験手順については、ケース０、１ではケーシングを全数圧入してからパイル材料投入、引抜きを行うのに対し、ケース３～５では１本ずつパイルを打設していること以外は、ケース１と全く同様である。また、養生時はケース１と同様に２～３mの土被りを想定して約2.5t/m² の上載荷重を設置するが、加振時は上載荷重の拘束により振動台の能力以上に液状化強度が増大することが考えられるため、ケース４、５では確実に液状化に至るよう撤去することとした。

また、実験が冬季であることから、ケース４、５では養生期間中は土槽の地盤の温度が低下して石灰の反応を妨げないよう、白熱灯による保温措置を施した。

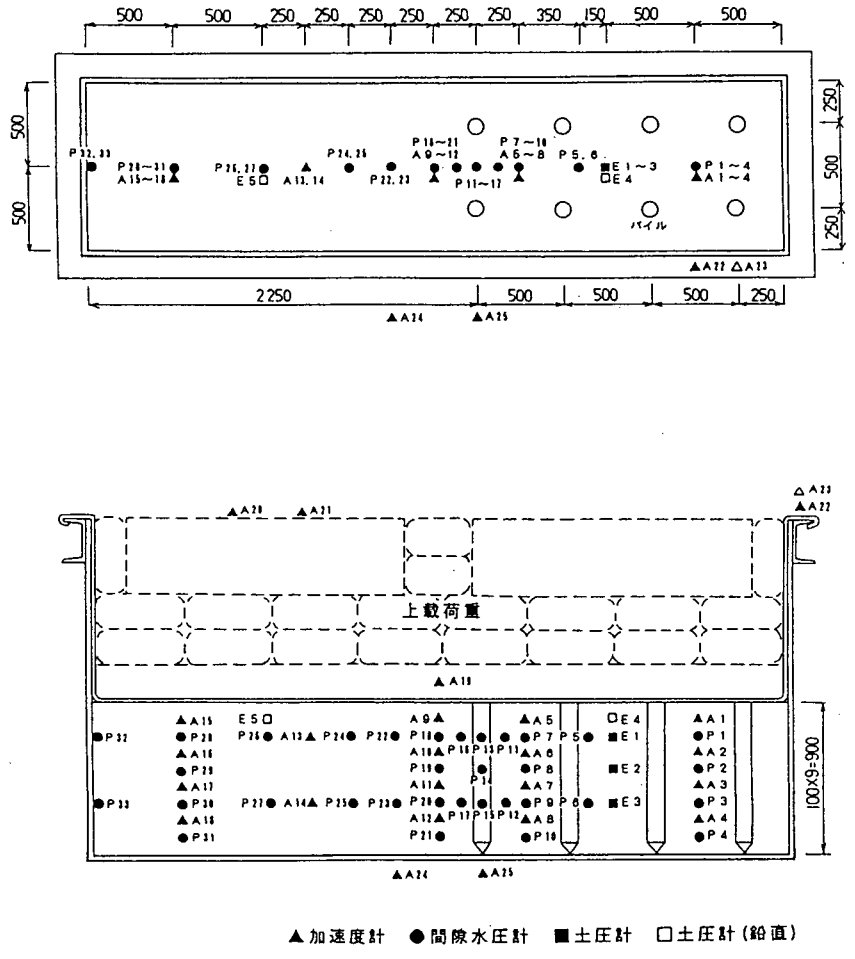
④ 計測機器の配置

計測機器の配置を図－4.3.34に、地盤高さの計測位置を図－4.3.35に示す。ケース３の配置はケース４と土圧計の一部を除きほぼ同じである。また、ケース５で設置した構造物模型に関しては、底面にポーラスストーンを介して間隙水圧計を、内部には水平および鉛直方向に加速度計を配し、さらに変位計から垂らした鋼製ワイヤで隅角部を懸垂した状態として浮上り量を測定している。さらに、地盤側面にメッシュ状の色砂を配し、地盤の変位を測定した。

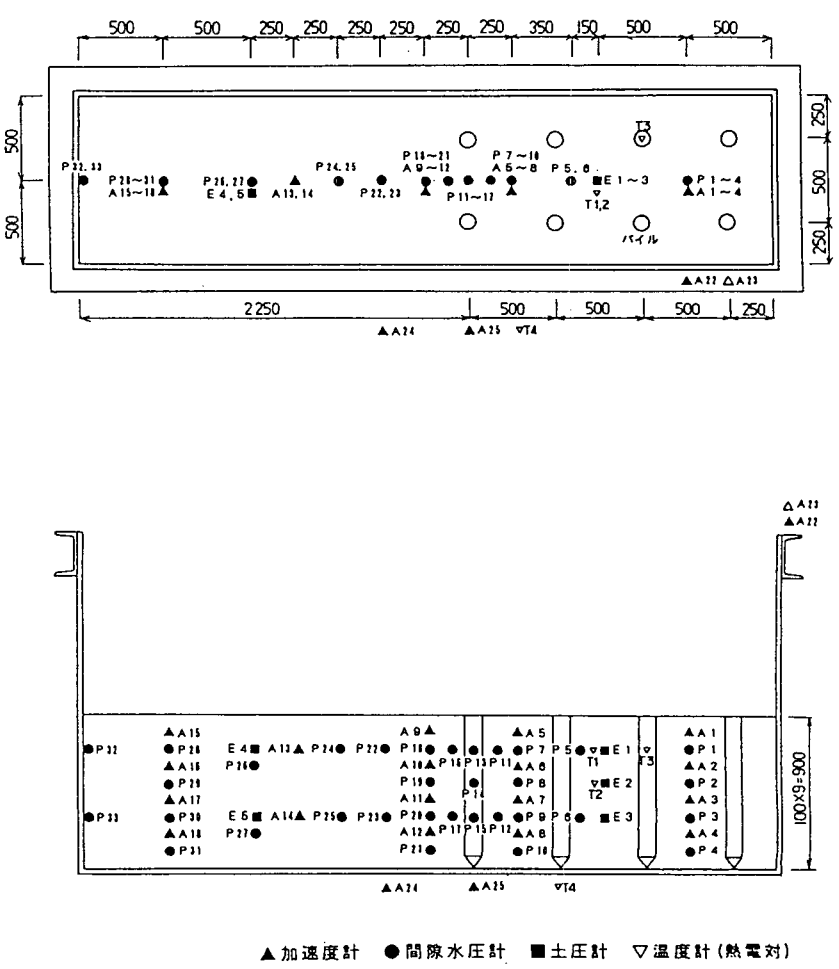
(3) 改良範囲の検討

① パイル膨張率と土圧の増大効果

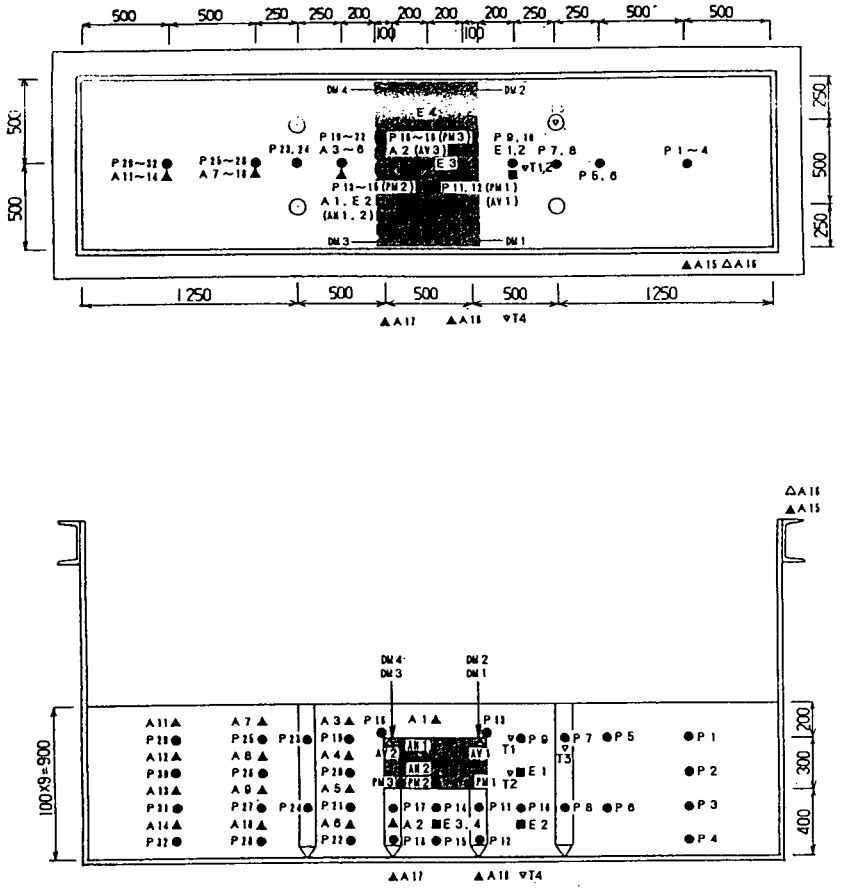
図－4.3.36に養生時（変位計による測定）および加振後（レベル測定）の地表面鉛直変位量の測定結



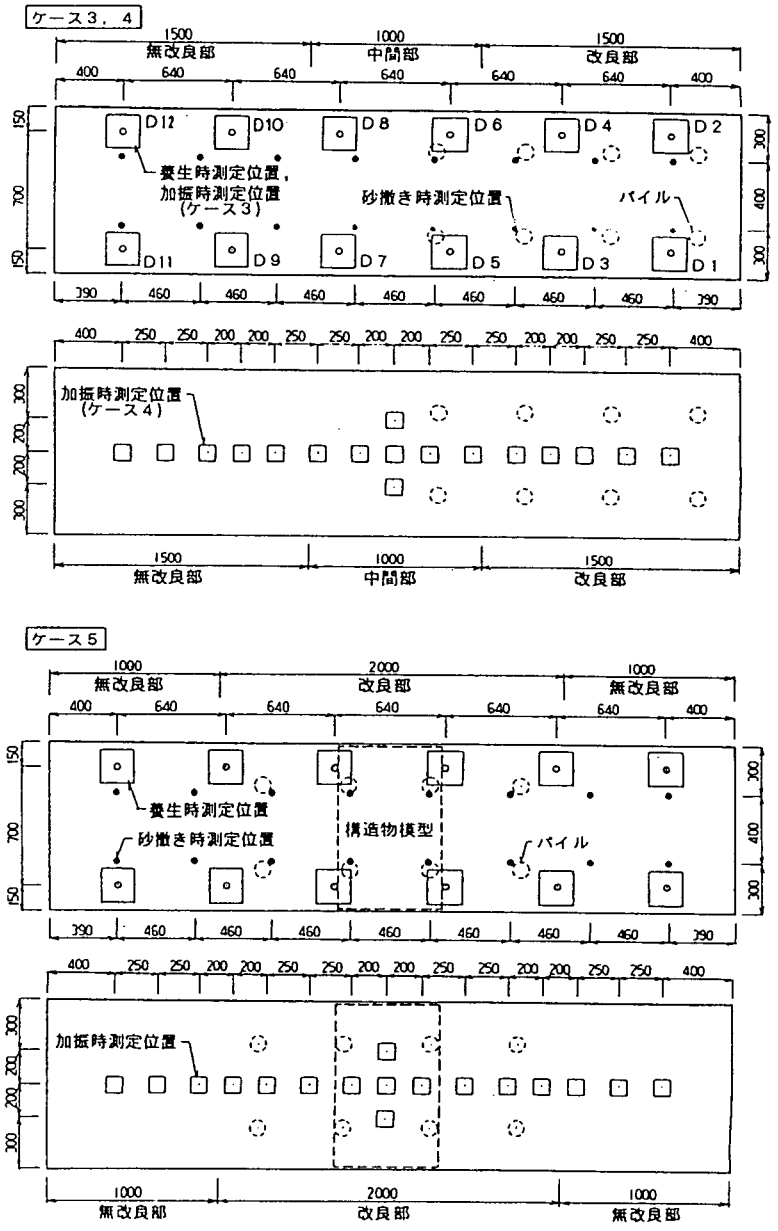
図－4.3.34① 計測機器の配置（ケース３）



図－4.3.34② 計測機器の配置（ケース４）



図－4.3.34③　計測機器の配置（ケース５）



図－4.3.35　地盤高さ（密度）計測位置

果を、図－4.3.37に変位量測定結果から算出した砂撒き時から加振終了までの相対密度の変化を示す。そのうち、加振直前までのケース３、４の改良部の相対密度の値を表－4.3.16を示す。

図－4.3.38に養生時の土圧の経時測定結果を示す。そのうち、加振直前（ケース４は上載荷重撤去前）の土圧の測定結果および土圧係数を表－4.3.17に示す。また、加振終了後に掘出したパイル径から求めた平均膨張率はケース３が0.13、ケース４で0.24となった。

ここで、ケース３では改良部の土圧係数は一週間の養生後でも0.44～0.58とケース４の無改良部と同程度であり、膨張率も小さく、パイル打設後の相対密度の上昇も１％と少ない。ケース３はケース４と保温措置以外の養生条件は同じであり、地盤温度が低かったために石灰の水和反応が抑制されたことが土圧、密度の違いとなったのであろう。

これに対し、保温措置を行ったケース４では、相対密度はパイル打設により８％、膨張反応により４％上昇し、土圧係数で0.66～0.95まで上昇し、パイルピッチが広く、改良率が低い(0.025、実施工では通常0.1～0.2)割には明確な改良効果が得られた。なお、養生期間中の地中温度は10°C以上に保たれていた。ただし、膨張率は現場の実績(0.44)に比べると小さく、剛な壁による拘束の影響があり、その分土圧や相対密度の上昇の割合が大きくなったものと思われる。

表－4.3.16　相対密度の変化

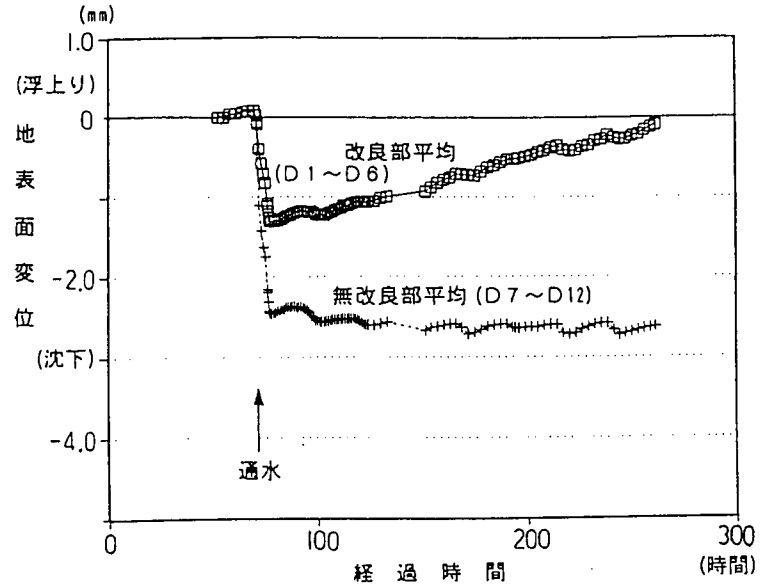
	ケース３				ケース４			
	砂撒き後	パイル打設後	荷重設置後	加振直前	砂撒き後	パイル打設後	荷重設置後	加振直前
相対密度(%)	４８	５６	５８	５９	４５	５３	５７	６１

表－4.3.17　土圧の測定結果および土圧係数

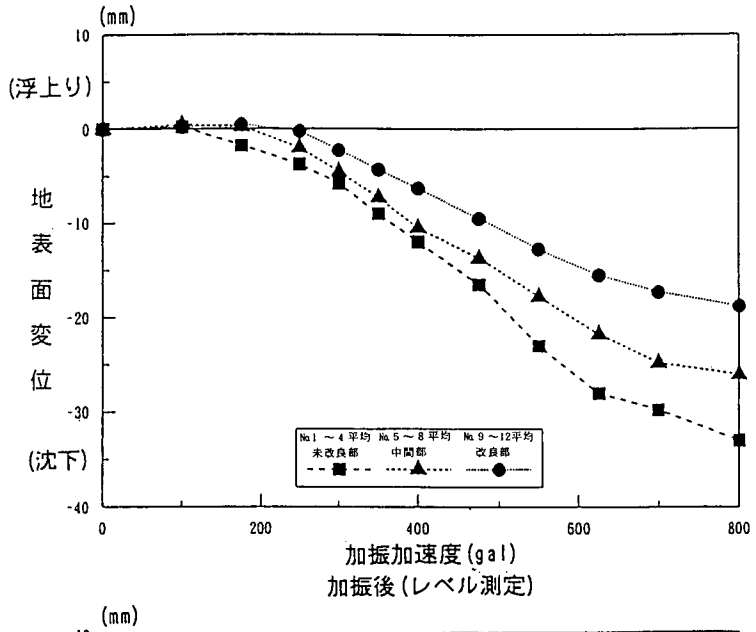
測定深さ (cm)	ケース３ 改良部		ケース４			
			改良部		無改良部	
	土圧 (kg/cm²)	土圧係数	土圧 (kg/cm²)	土圧係数	土圧 (kg/cm²)	土圧係数
２０	0.１４	0.５８	0.２２	0.９２	0.０９	0.３７
４０	0.１３	0.５１	0.１７	0.６６	－	－
６０	0.１２	0.４４	0.２６	0.９５	0.１６	0.５９

② 上載荷重の影響

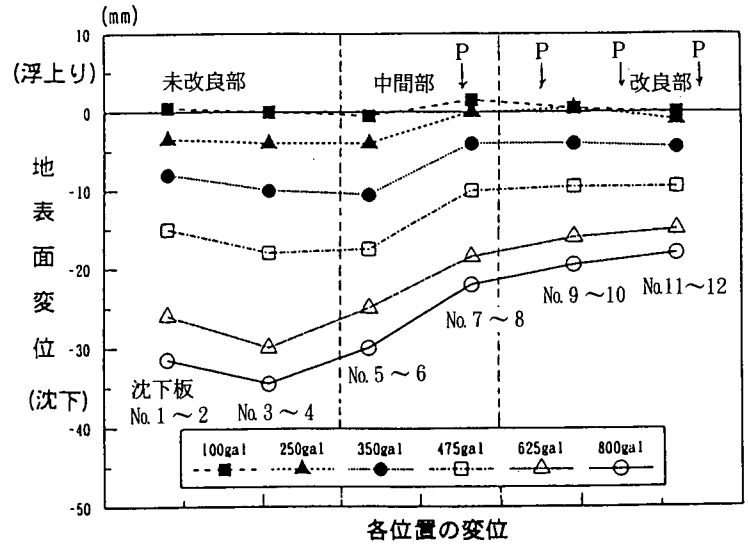
図－4.3.39、40にケース３、４の深さ20cm、60cmの地盤中に設置した過剰間隙水圧の、各加振加速度ごとの測定結果を示す。ケース３では上載荷重の拘束効果により過剰間隙水圧の上昇が抑えられており、無改良部深さ60cmの位置で見ると、ケース４で液状化に至った2.5倍以上（1.02/0.39）のせん断応力比が加わっても、過剰間隙水圧比は0.5以下である。この位置でのケース３の有効上載圧はケース４の約５倍となっており、相対密度や土圧の影響を考慮すれば、三軸試験等の室内要素試験結果で得られてい



養生期間中(変位計による測定)

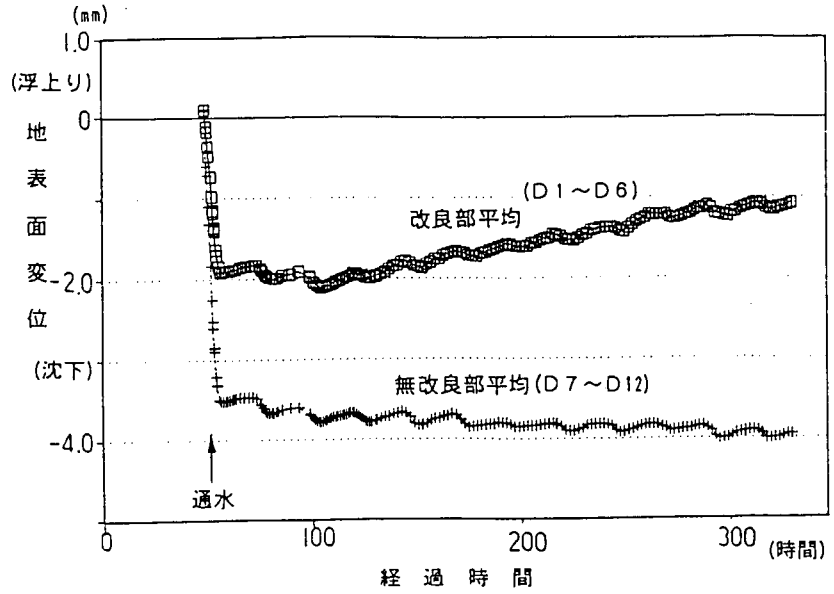


加振後(レベル測定)

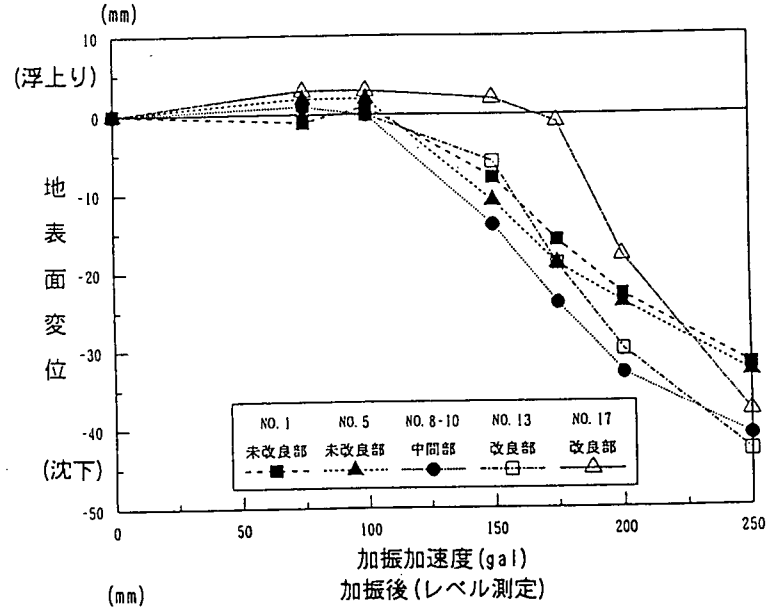


各位置の変位

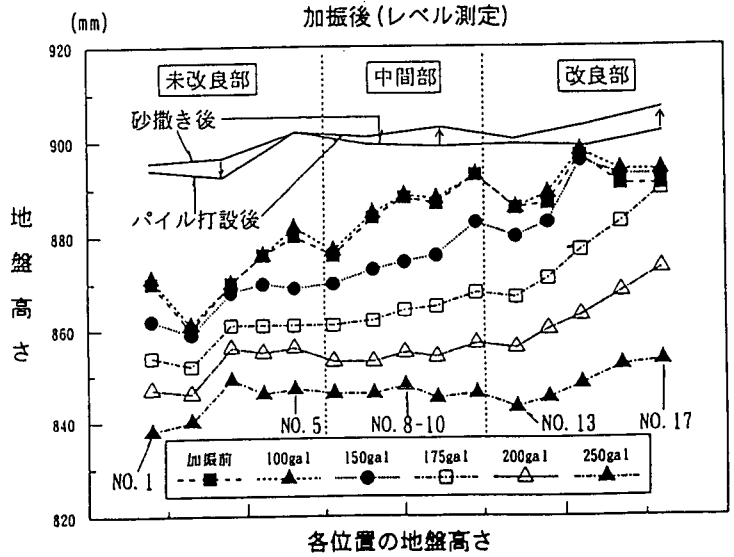
図－4.3.36①　地表面鉛直変位の測定結果（その１）－ケース３



養生期間中(変位計による測定)

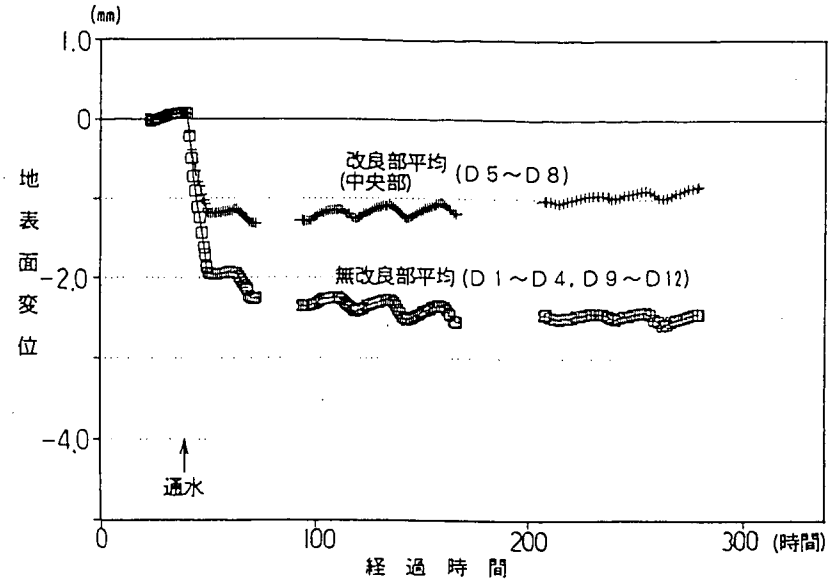


加振後(レベル測定)

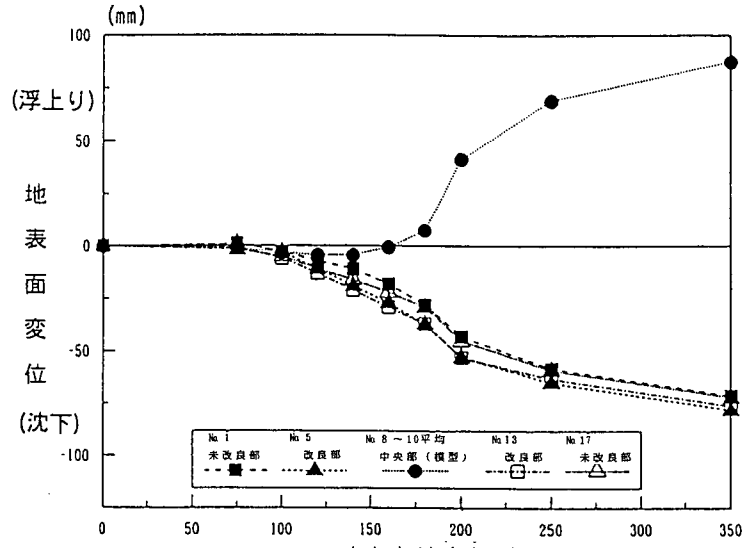


各位置の地盤高さ

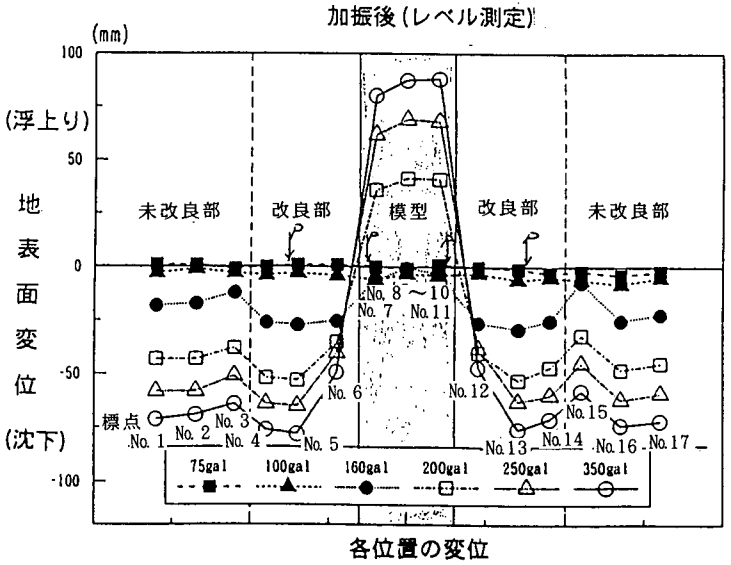
図－4.3.36②　地表面鉛直変位の測定結果（その２）－ケース４



養生期間中(変位計による測定)

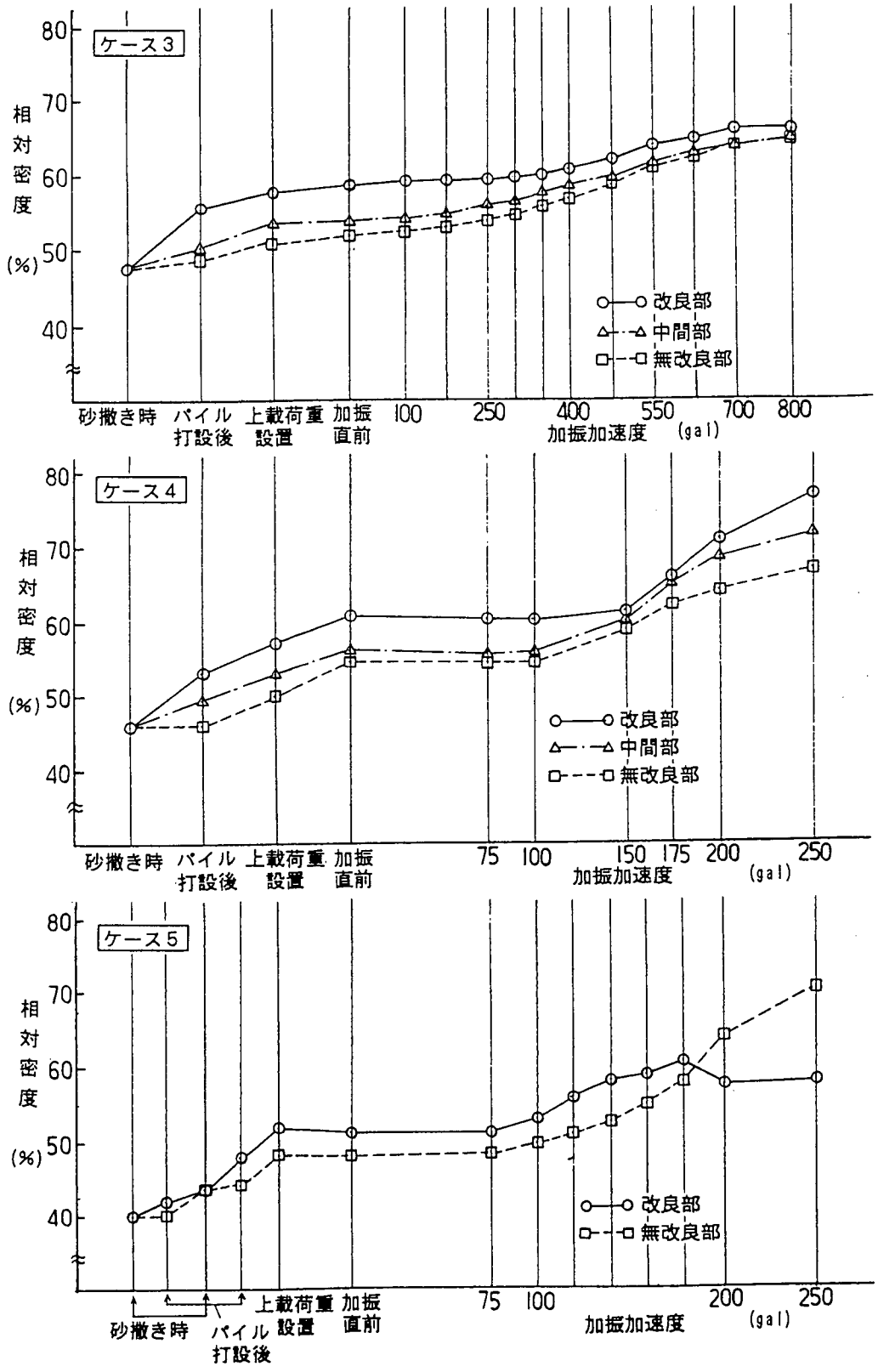


加振後(レベル測定)

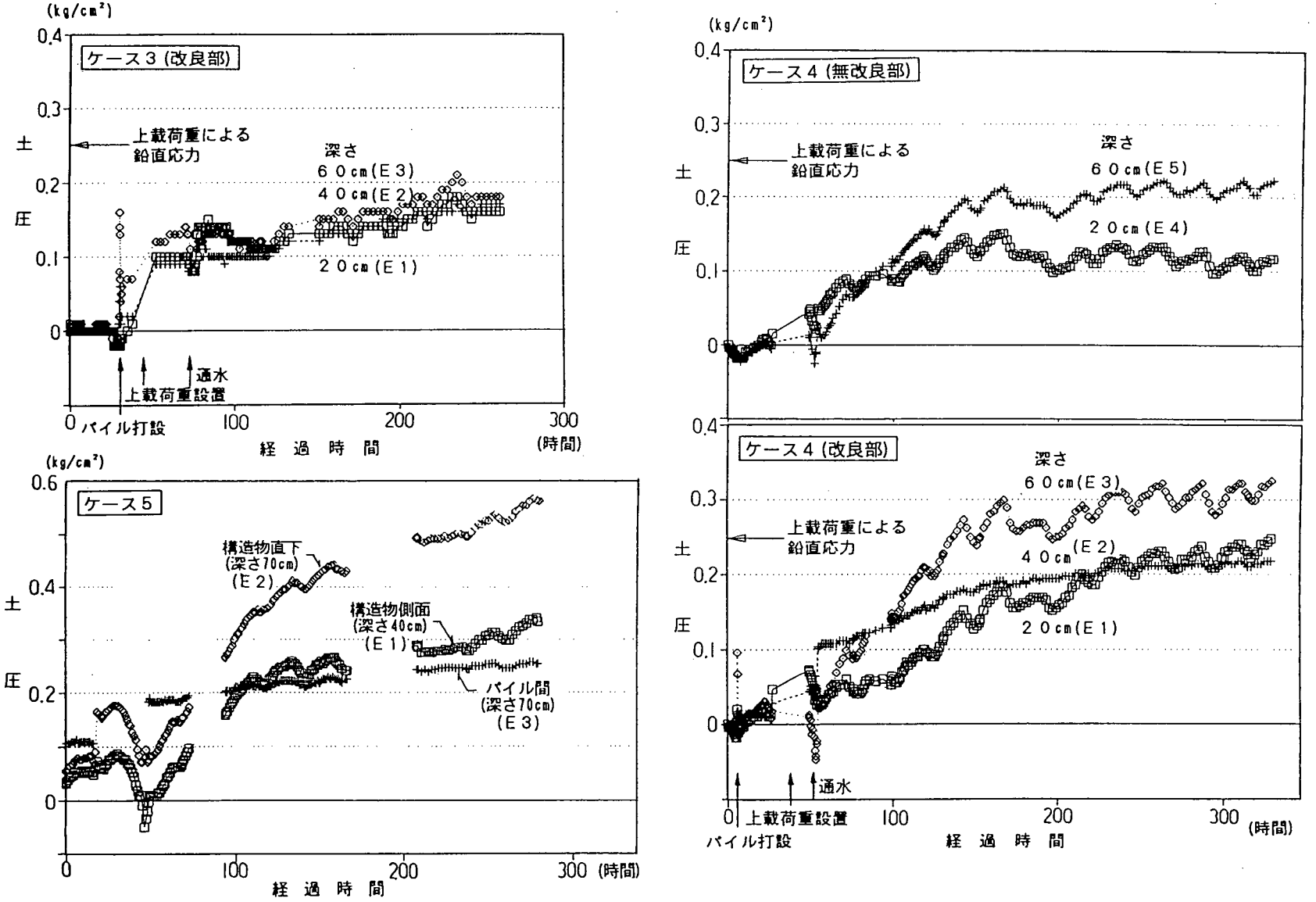


各位置の変位

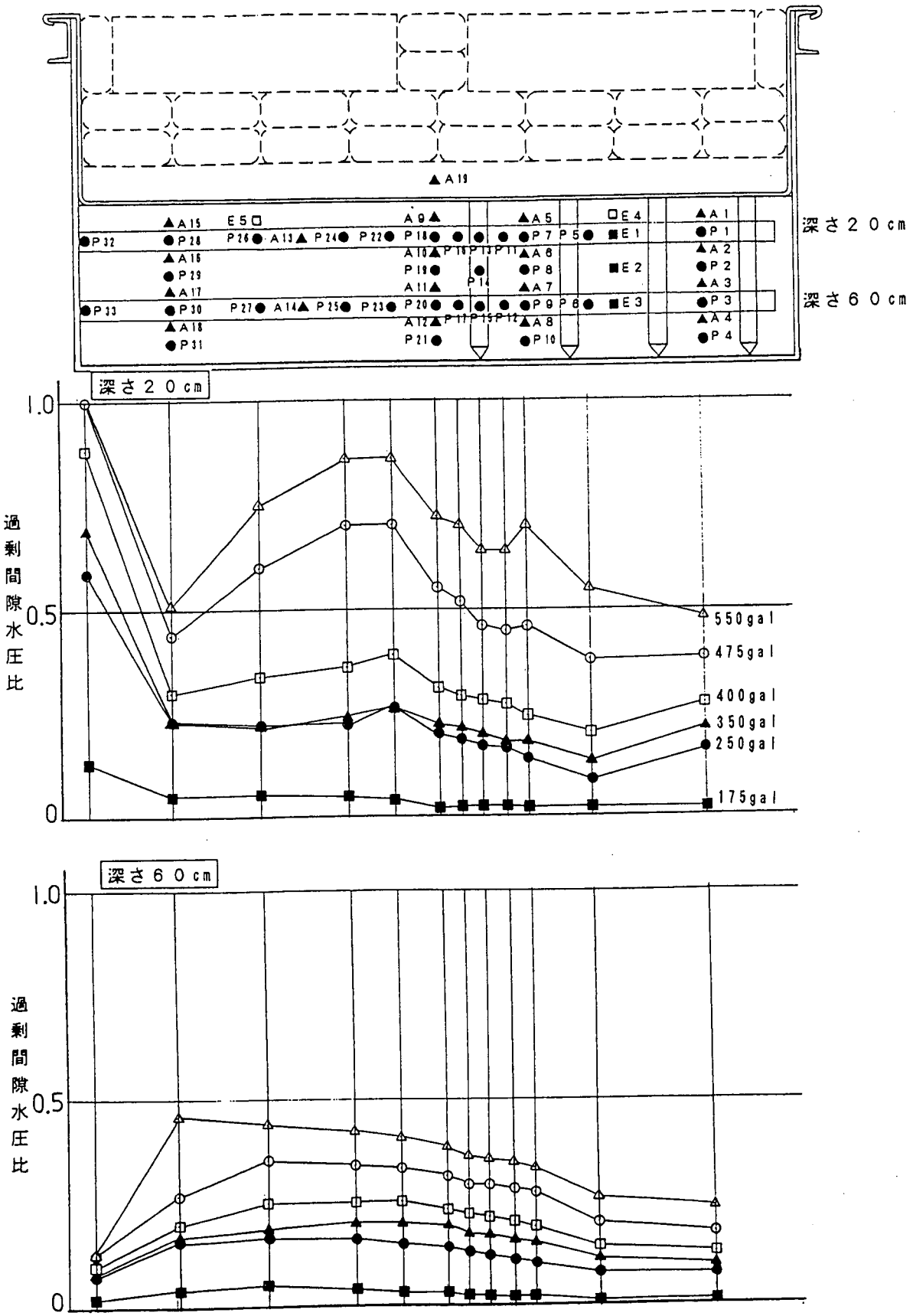
図－4.3.36③　地表面鉛直変位の測定結果（その３）－ケース５



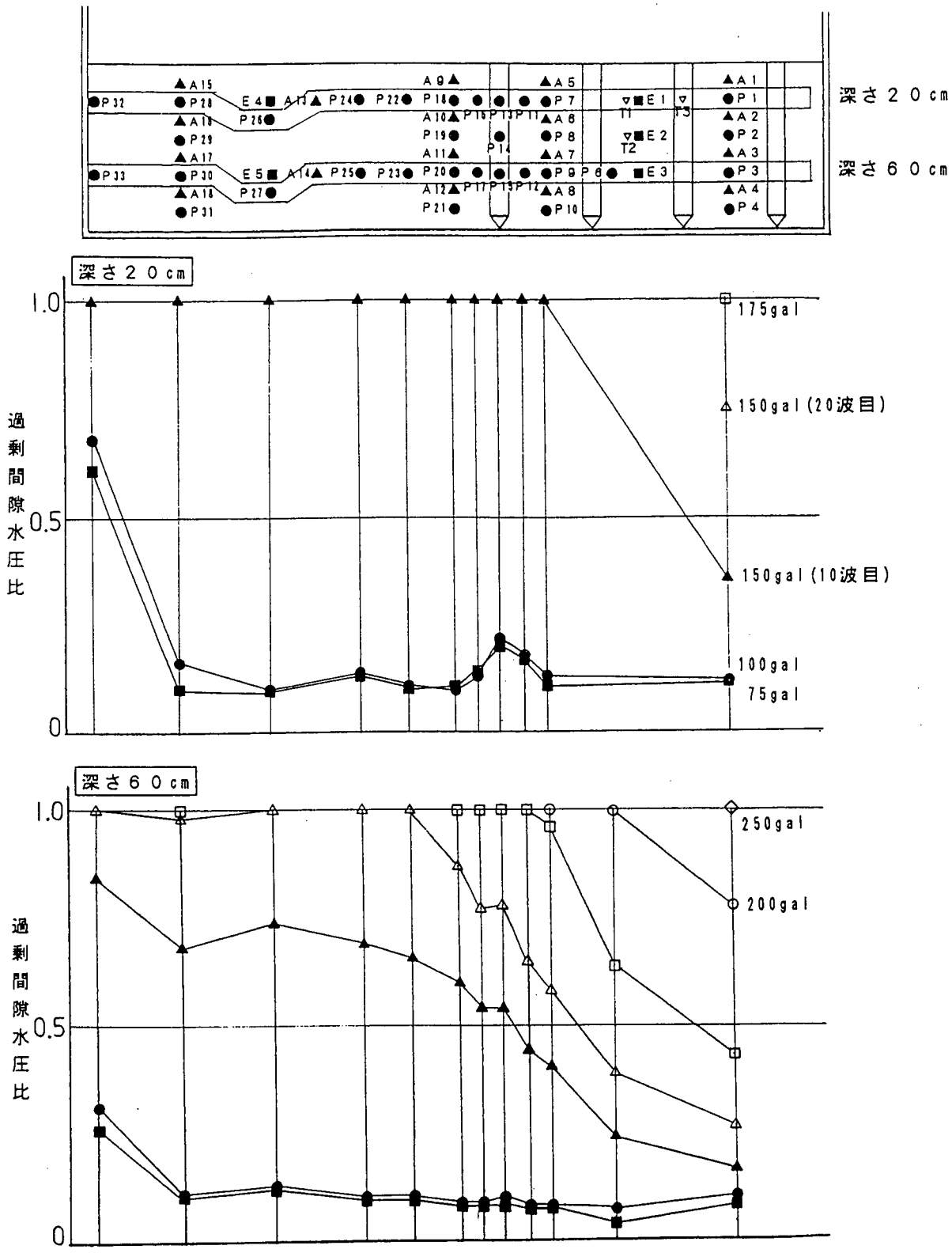
図－4.3.37　砂撒きから加振終了までの相対密度の変化



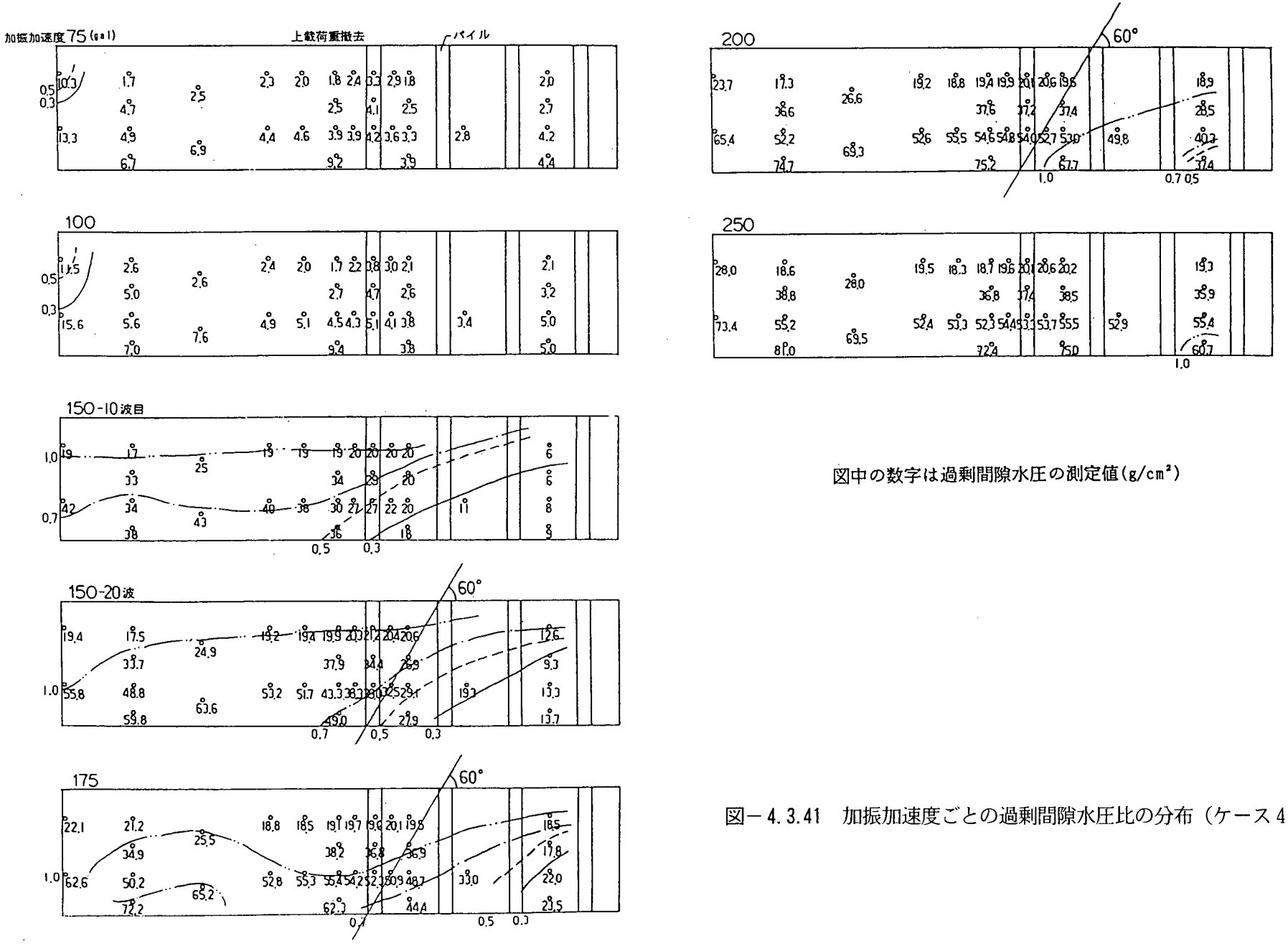
図－4.3.38　養生期間中の土圧の測定結果



図－4.3.39　加振加速度ごとの各深さでの過剰間隙水圧比（ケース３）



図－4.3.40　加振加速度ごとの各深さでの過剰間隙水圧比（ケース４）



図中の数字は過剰間隙水圧の測定値(g/cm²)

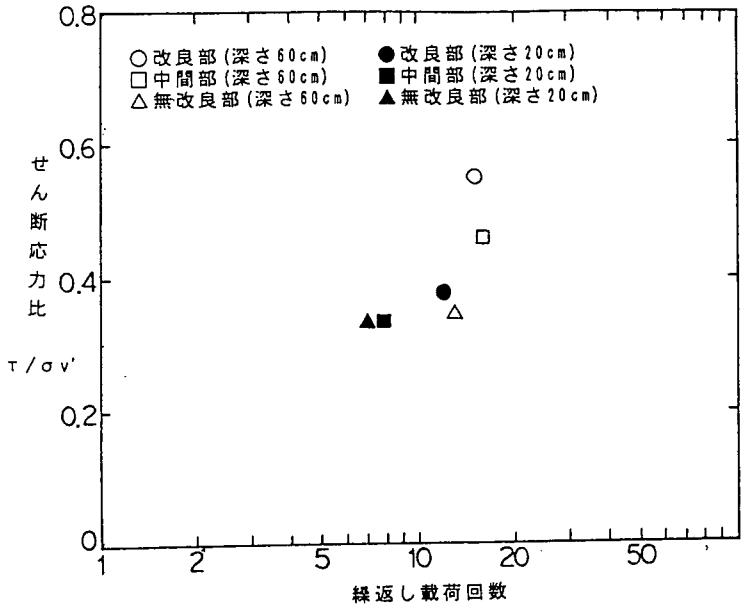
図－4.3.41　加振加速度ごとの過剰間隙水圧比の分布（ケース4）

る関係（液状化強度比∝拘束圧）で評価可能であると考えられる。ただし、スケールの違いや剛な壁で変形を拘束された状態とメンブレンを介した加圧など、室内要素試験とは試験条件の大きな違いがあり、原位置の挙動の評価にあたってはこれらの影響を考慮する必要がある。また、ケース４は上載荷重の設置－撤去による過圧密履歴（深さ60cmでの過圧密比＝約５）が加わっており、これを室内試験と同様な関係（液状化強度比∝拘束圧×√過圧密比）が成り立つとすると、ケース４の強度はケース３に比べ小さすぎることになる。過圧密の影響についてはさらに検討が必要と思われる。

③　改良範囲の検討

図－4.3.41にケース４の各加振加速度ごとの過剰間隙水圧比の等高線図を示す。ここで、無改良部は加振加速度 150gal でほぼ全体が過剰間隙水圧比が0.7 以上と液状化に近づいているのに対し、パイルより内側の改良部では、－20cm以深ではほぼ0.7以下となっている。また、パイル２本目以内では無改良部のほぼ全体が液状化に至る加振加速度175～200galでも、－20cm以深では過剰間隙水圧比は1.0以下となっており、パイル打設による改良効果は明かである。

図－4.3.42に深さ20cmおよび60cmの改良部、無改良部およびその境界の中間部でそれぞれ液状化に至ったときの、応答加速度から算出したせん断応力比と繰返し回数の関係を示す。等高線図と同様に深さ20cmでは改良効果は明かではないものの、深さ60cmでは液状化に至るせん断応力比で比較すると、改良部は無改良部の1.4倍(0.55/0.39) となっており、改良効果は顕著である。



図－4.3.42　液状化に至ったせん断応力比と繰返し回数の関係（ケース４）

以上から、改良率 0.025程度の広いピッチでも、地表面付近の浅い部分を除けば、パイル２列目以内では明確な改良効果が得られる、または最外端のパイル先端から約60° の立上り面に液状化境界が形成される（図－4.3.41参照）、ことがわかった。

ここから、ケース５のパイルピッチはケース４と同じ 500mm× ４列とし、外から２列目となる構造物

直下での改良効果を期待して、改良地盤中の浮上り挙動について検討することとした。

(4) 地中構造物の浮上りに関する検討

① パイル膨張率と土圧の増大効果

図－4.3.36③に示した養生時（変位計による測定）および加振後（レベル測定）の地表面鉛直変位量から変位量測定結果から算出した、ケース5の砂撒き時から加振終了までの相対密度の変化は図－4.3.37の通りである。そのうち、加振直前までの改良部の相対密度の値を表－4.3.18に示す。

図－4.3.38に示した養生時の土圧の経時測定のうち、ケース5の加振直前（上載荷重撤去前）の土圧の測定結果および土圧係数を表－4.3.19に示す。また、加振終了後に掘出したパイル径から求めた平均膨張率は0.18であった。

ここで、ケース5では地中温度は10℃以上に保たれており、土圧は大きくなっているにもかかわらず、養生期間中の相対密度はほとんど上昇せず、膨張率も小さい。これはケース4とは異なり、剛体に近いアクリル製の構造物模型があることにより、土槽を半分にして用いたケース1と同様に周囲の拘束により膨張が妨げられたことが主な原因と考えられる。

表－4.3.18 相対密度の変化（ケース5）

	全層砂撒き後	パイル打設後	荷重設置後	加振直前
相対密度(%)	43	48	51	51

表－4.3.19 土圧の測定結果および土圧係数（ケース5）

測定深さ (cm)	構造体側部 土圧 (kg/cm²)	構造体側部 土圧係数	構造体底部 土圧 (kg/cm²)	構造体底部 土圧係数
40	0.29	1.15	－	－
70	0.18	0.74	0.49	1.99

② 浮上り量と浮上り安全率との関係

加振加速度75、100galでは最大浮上り量は0.4、1.4mmとほぼ誤差範囲内であり、浮上りはほとんど生じていない。一方、図－4.3.43に示すように、加振加速度120gal以上になると、構造物の浮上りは加振にともない急激に進行した後、加振終了後も30～50秒まではゆるやかに進行し、その後沈下しはじめる。これらの傾向を図－4.3.44に示す構造物下の過剰間隙水圧の時刻歴と比較すると、加振終了後に構造物が浮上り－沈下する現象と間隙水圧が上昇－消散する現象はほぼ一致しているが、加振中については急激な浮上りに比べ間隙水圧の上昇は比較的緩やかである。これは水圧計に取り付けた空気抜きパイプのシールが不十分であるためと思われ、実際の現象としては間隙水圧も急激に上昇している可能性が高く、このことを考慮すれば、構造物の浮上りの性状は直下の間隙水圧の動きとほぼ対応していることがわかる。

また、図－4.3.43からは、浮上り安全率は加振直後に急激に小さくなるが、加振後は構造物下10cm以深の間隙水圧が急激に消散するため浸透力が小さくなり、加振後も構造物直下の間隙水圧は上昇しているにかかわらず、浮上り安全率の値としてはほとんど一定値となっている。図－4.3.45に浮上り量と浮上り安全率の関係を示すが、ここでも加振加速度ごとに上限値があるような傾向が見られる。

さらに、図－4.3.46に各加振加速度ごとの浮上り量の最大値および浮上り安全率の最小値を示す。ここから、加振加速度160galから浮上り安全率は1を下回るようになるが、浮上り量の増加の割合は180galまではゆるやかで、加振加速度が200galを超え浮上り安全率が 0.9を下回るようになると浮上りも急に進行することがわかる。

また、図－4.3.47に各加振加速度ごとの過剰間隙水圧比の等高線図を示す。加振加速度160galまでは構造物直下の過剰間隙水圧比は同じ深さの他の部分より低くなっており、改良効果が表れているが、浮上りが急激に進行し始める180～200galにかけて、土槽全体でほとんど差はなくなる。

図－4.3.48に色砂メッシュによる加振後の地盤変位量の測定結果を示す。－10cm以浅の地表面付近は加振加速度120galでほぼ液状化に至っており140gal以降で変形が大きくなる。また－10cm以深では、加振加速度 160galまでは液状化深さは-40～60cmに達しているにもかかわらず、地盤の大変形は見られず、180～200galから全体の変形が急激に進んでおり、浮上りの傾向と一致する。

(5) まとめ

（その1）に引き続いて行った、特殊石灰パイルによる改良地盤に対する振動台実験の結果、以下のことがわかった。

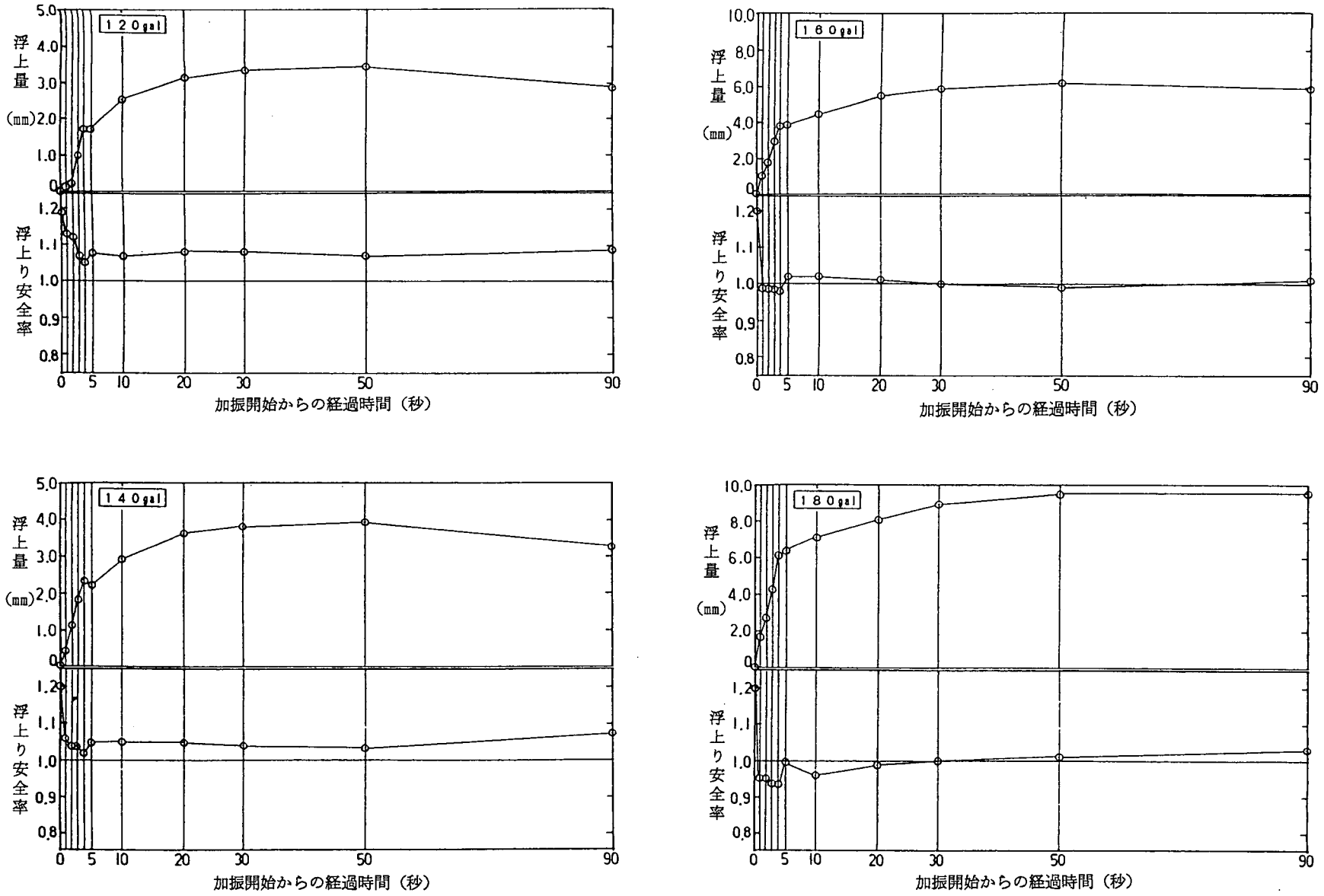
① 地中温度が低いと石灰の反応が妨げられ土圧の上昇、パイルの膨張の割合は小さい。また、構造物などで拘束があると膨張が少なくなるが、土圧の上昇は大きくなる。

② 実験地盤上に設置した上載荷重の影響は、既往の室内実験結果による液状化強度は拘束圧に比例するという関係式でほぼ評価可能である。

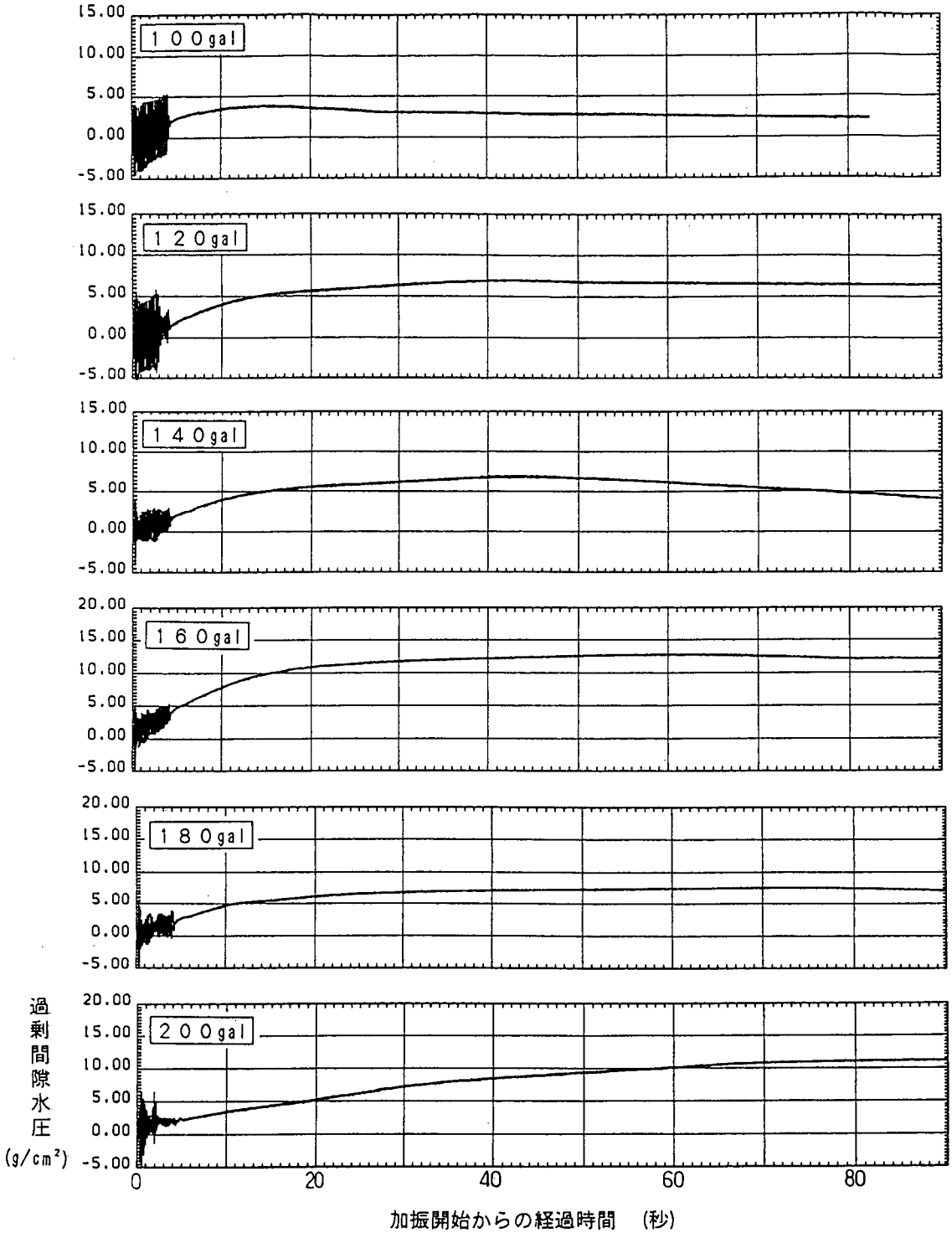
③ 地表面付近の浅い部分を除けば、改良率 0.025程度の広いピッチでも、パイル2列目以内では明確な改良効果がある。

④ 地中に埋設した構造物の浮上り性状は構造物直下の間隙水圧の挙動とほぼ一致する。

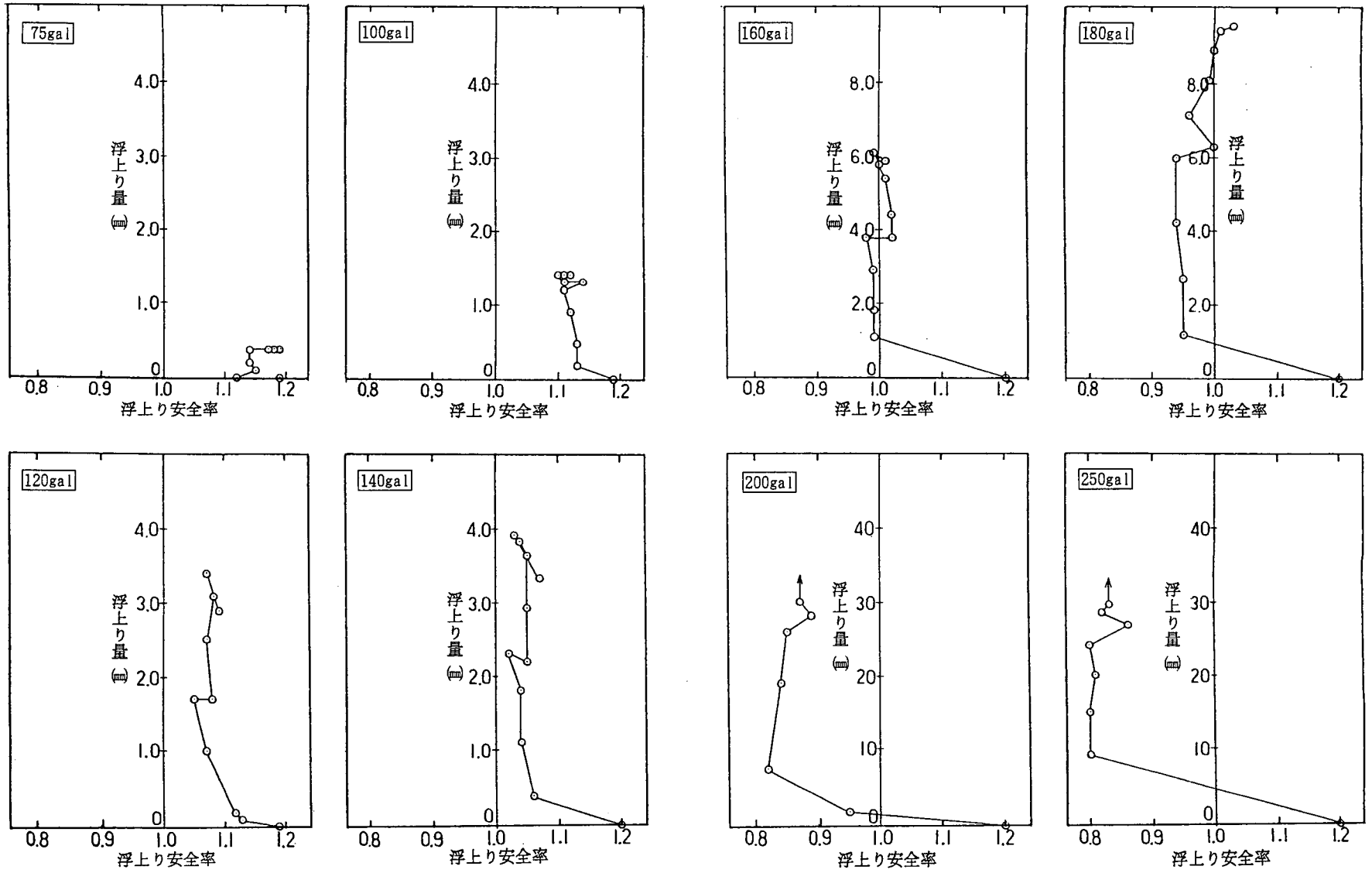
⑤ 地中に埋設した構造物の浮上りは液状化と同時ではなく、液状化後の加振時から急速に進行しはじめる。これは、地盤の変形の傾向とも対応する。また、浮上り安全率が1.0以下となっても浮上りの進行は緩やかであるが、0.9を下回るようになると、急激な浮上りが生じる。



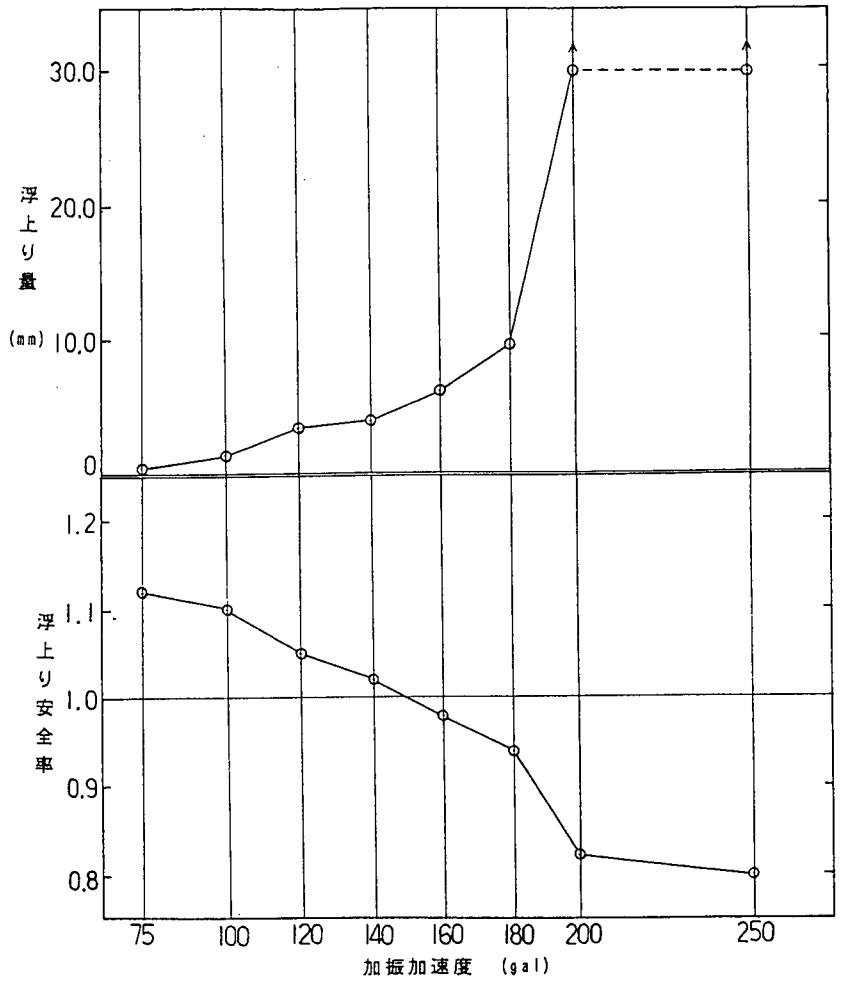
図－4.3.43　加振後経過時間ごとの浮上り量と浮上り安全率



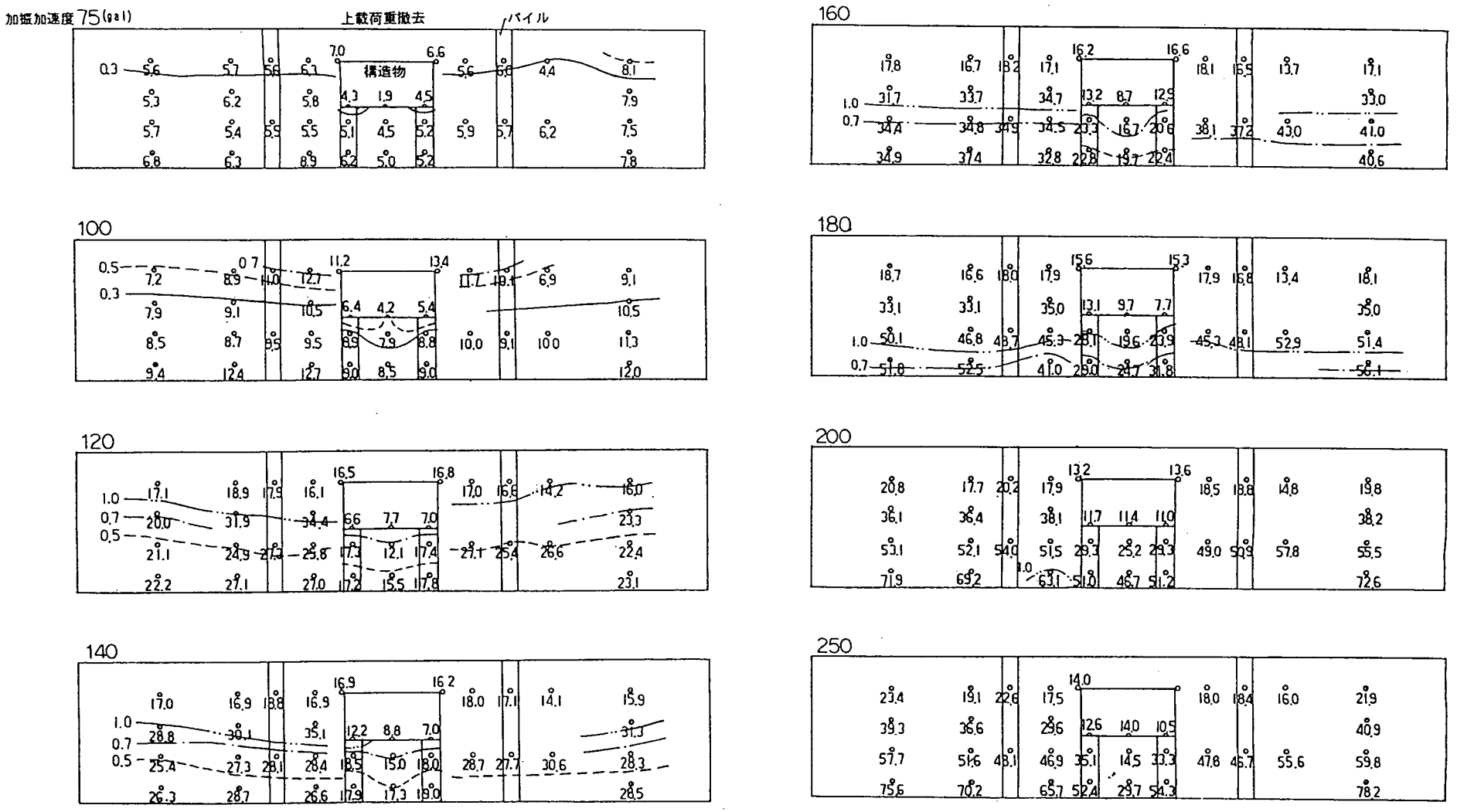
図－4.3.44　過剰間隙水圧の時刻歴（構造物模型直下：PM1）



図－4.3.45　浮上り量と浮上り安全率の関係

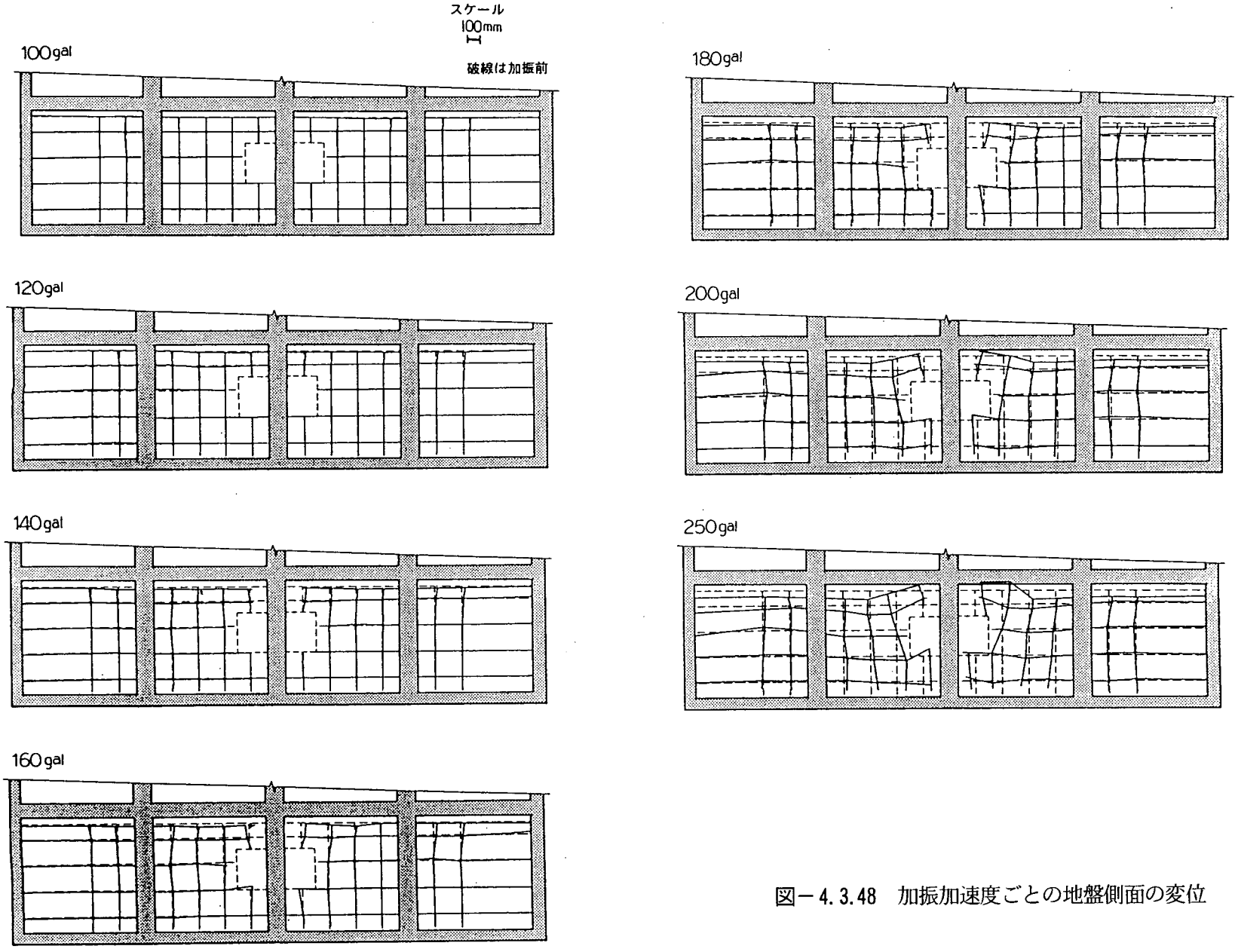


図－4.3.46　加振加速度ごとの最大浮上り量と最小浮上り安全率



図中の数字は過剰間隙水圧の測定値(g/cm²)

図－4.3.47　加振加速度ごとの過剰間隙水圧比の分布（ケース５）



図－4.3.48　加振加速度ごとの地盤側面の変位

4.3.6　特殊石灰パイル工法の設計法の検討

(1)　はじめに

特殊石灰パイル工法による改良地盤は、パイル間地盤の密度増大と土圧の増大が見込めるが、この両者の特性を考慮した一つの計算例を示し、設計法の検討を緒につかせることとした。

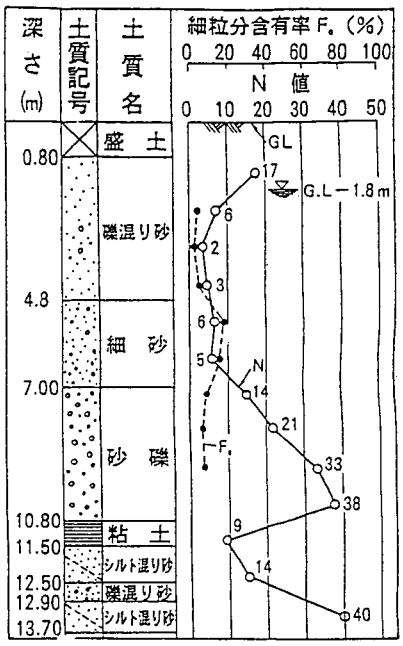
(2)　設計フローチャート

液状化対策として特殊石灰パイル工法を設計する場合の上記の方法に基づく設計フローチャートを図－4.3.50に示す。フローの右にはパラメータを計算する式及びそれを決定する基になる図を模式的に示し、理解の助けにした。特殊石灰パイルの径は施工上で50cmに決められているので、設計で決定する仕様は、パイルピッチxと改良範囲（深さH、範囲L）である。

(3)　計算例

図－4.3.49に示す地盤条件で設計地震力α_{max} =200gal の設計計算例を以下に示す。計算例の記述の左肩に付けた丸付き数字はフローチャートにつけた作業フローの番号を示すものである。

①



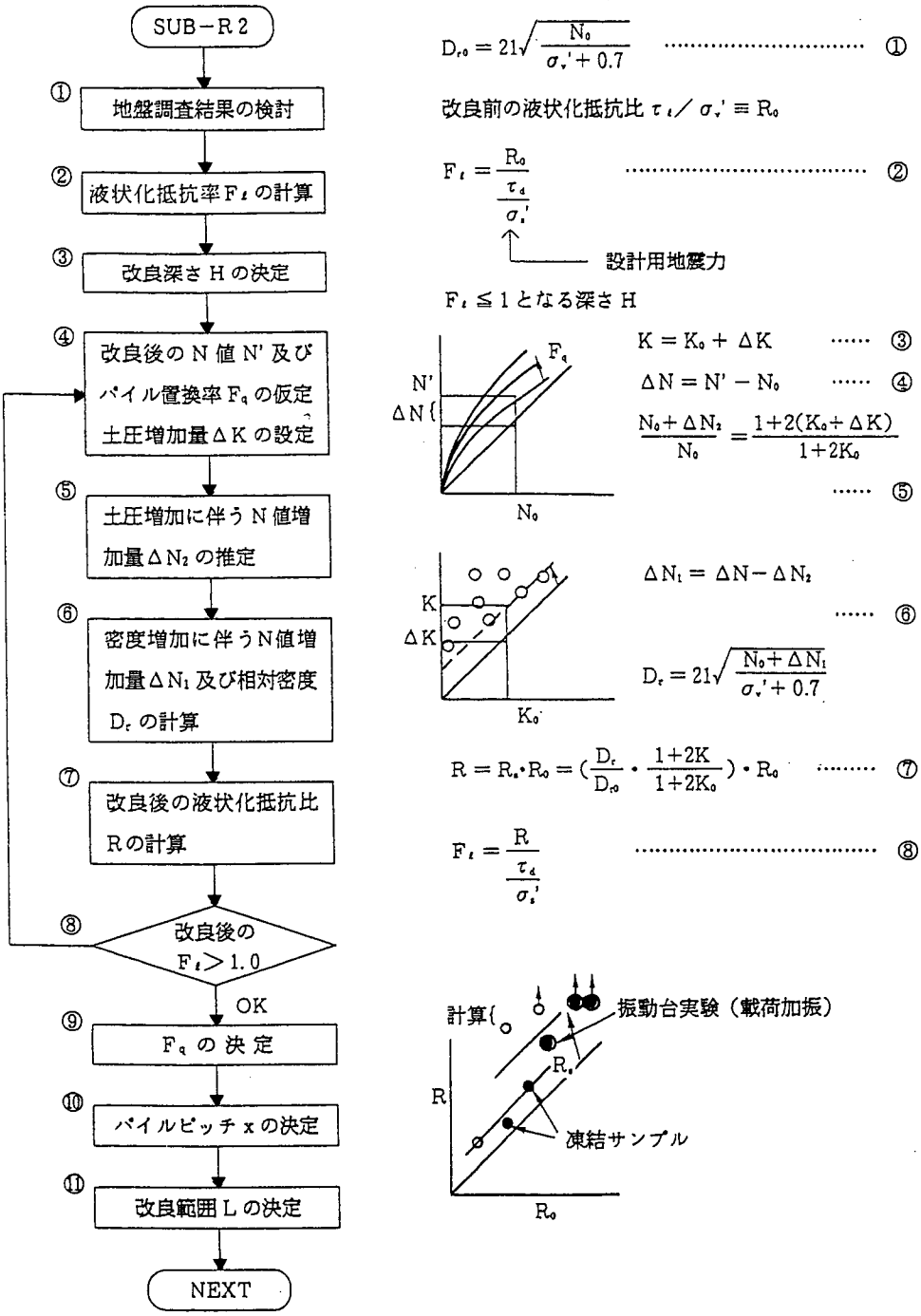
図－4.3.49　ボーリング柱状図

表－4.3.20　液状化抵抗率F_lの計算

②

No.	層厚 (m)	深度 z (m)	N_0値	上載圧 σ_z (t/m²)	有効上載圧 σ_z' (t/m²)	細粒分含有率 F_c(%)	$R_0(\equiv\frac{\tau_l}{\sigma_z'})$	$L(\equiv\frac{\tau_d}{\sigma_z'})$	$F_l(=\frac{R_0}{L})$
1	0.8	0.4	－	－	－	－	－	－	－
2	1.0	1.3	17	2.34	2.34	－	－	－	－
3	1.0	2.3	6	4.14	3.64	2.2	0.128	0.146	0.88
4	1.0	3.3	2	5.94	4.44	2.5	0.066	0.169	0.39
5	1.0	4.3	3	7.74	5.24	4.5	0.074	0.183	0.40
6	1.0	5.3	6	9.54	6.04	15.0	0.169	0.193	0.87
7	1.0	6.3	5	11.34	6.84	11.1	0.151	0.199	0.76
8	1.0	7.3	14	13.14	7.64	7.3	0.203	0.203	1.00
9	1.0	8.3	21	14.94	8.44	4.9	0.310	0.206	1.51
10	1.0	9.3	33	16.74	9.24	9.8	6.954	0.207	33.63

設計用地震力 α_{max} = 200 gal
地盤の単位体積重量 γ_t = 1.8 t/m³
地下水位 G.L－1.8 m

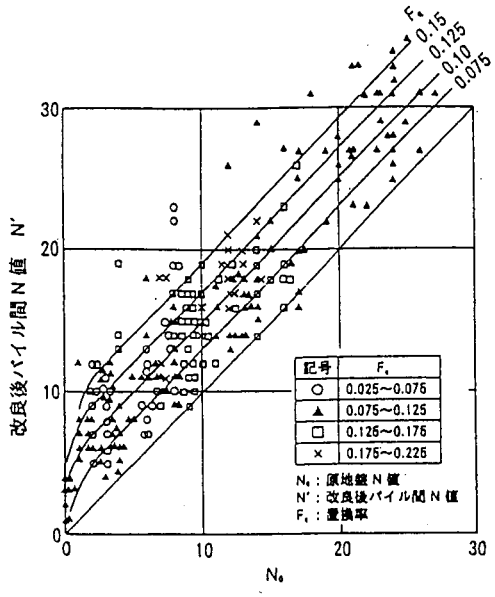


図－4.3.50　液状化対策としての地盤改良の設計フローチャート

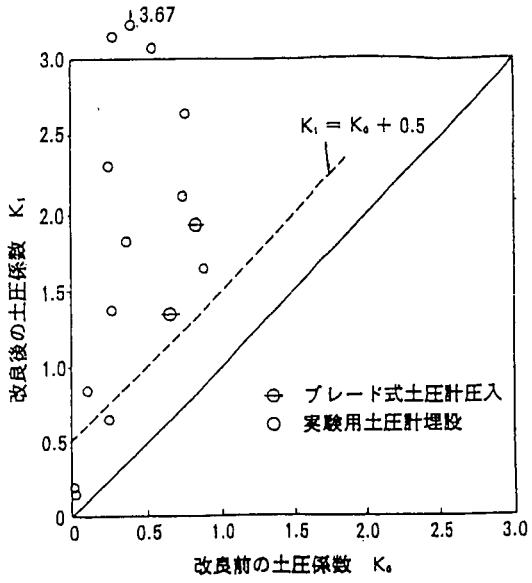
③　改良深さＨの決定；Ｆ１ ≦１となる深さｚ＝7.3mに余長0.2mを加え、Ｈ＝7.5mとする。

④　改良後のＮ値Ｎ'　及びパイル置換率Ｆｑは、図－4.3.51より表－4.3.21のように設定する。

⑤　Ｋ₀＝0.5 とし、土圧増加量は図－4.3.52よりΔＫ＝0.5 と設定する。



図－4.3.51　特殊石灰パイル工法の設計チャート



図－4.3.52　特殊石灰パイル工法による土圧係数

表－4.3.21　改良後のN値と相対密度

⑥

z (m)	N_0	N'	F_c	ΔN	ΔN_2	ΔN_1	D_r (%)
2.3	6	11	0.10	5	3.0	2.0	57.6
3.3	2	7		5	1	4	48.1
4.3	3	8		5	1.5	3.5	48.4
5.3	6	11		5	3	2	52.0
6.3	5	10		5	2.5	2.5	48.9
7.3	14	19		5	7	0	64.9

※　この関係は図-4.3.56 より $\log N - \log \sigma_m'$ が勾配 1 の直線としたため。

※ $\Delta N_2 = \{\frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} - 1\}N_0$

$= \{\frac{1+2(0.5+0.5)}{1+2\times 0.5} - 1\}N_0$

$= 0.5N_0$

$D_r = 21\sqrt{\frac{N_0+\Delta N_1}{\sigma_z' + 0.7}}$

表－4.3.22　改良後の液状化抵抗率の計算（F_c＝0.10）

⑦

No.	深度 z (m)	N_0	D_{r0} (%)	N'	D_r (%)	$\frac{D_r}{D_{r0}}$	$\frac{1+2K}{1+2K_0}$	R_n	$R(=R_n \cdot R_0)$	F_L
3	2.3	6	49.9	11	57.6	1.154	1.5	1.731	0.222	1.52
4	3.3	2	27.8	7	48.1	1.730	1.5	2.595	0.171	1.01
5	4.3	3	32.9	8	48.4	1.471	1.5	2.206	0.163	0.89
6	5.3	6	45.0	11	52.0	1.155	1.5	1.733	0.293	1.52
7	6.3	5	39.9	10	48.9	1.226	1.5	1.839	0.278	1.40
8	7.3	14	64.9	19	64.9	1.000	1.5	1.500	0.304	1.50

未だ、No.5層でF_l＜1なので、F_q=0.125に上げる。

N_0=3→N'=10　ΔN=7　ΔN_2=1.5　ΔN_1=5.5　D_r=21　$\sqrt{\dfrac{8.5}{0.7+0.524}}$=55.3%

$R_s=\dfrac{55.3}{32.9}\times 1.5=2.521$　∴$R=2.521\times 0.074=0.187$　∴$F_l=\dfrac{0.187}{0.183}=1.02$　OK

F_q=0.125　として改良後の液状化抵抗率を再計算すると次表の通りである。

⑧

表－4.3.23　改良後の液状化抵抗率（F_q=0.12）

No.	深度（m）	N_0	D_{r0}（%）	F_q ΔK	N' ΔN_2 ΔN_1	D_r（%）	R_s	F_l	備考
3	2.3	6	49.87	0.125	13 3 4	64.38	1.936	1.70	
4	3.3	2	27.77		9 1 6	57.24	3.092	1.21	
5	4.3	3	32.88		10 1.5 5.5	55.34	2.525	1.02	
6	5.3	6	45.05	0.5	13 3 4	58.15	1.936	1.69	
7	6.3	5	39.91		12 2.5 4.5	55.02	2.068	1.56	
8	7.3	14	64.94		21 7.5 0	64.94	1.500	1.50	

⑨　以上よりF_q=0.125と決定する。

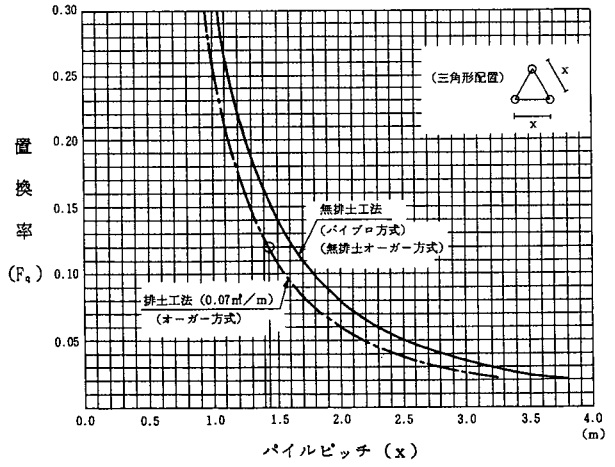
⑩　パイルピッチx は図－4.3.53及び図－4.3.54より読み取ると、

X=1.45 m（正三角形配置排土方式）

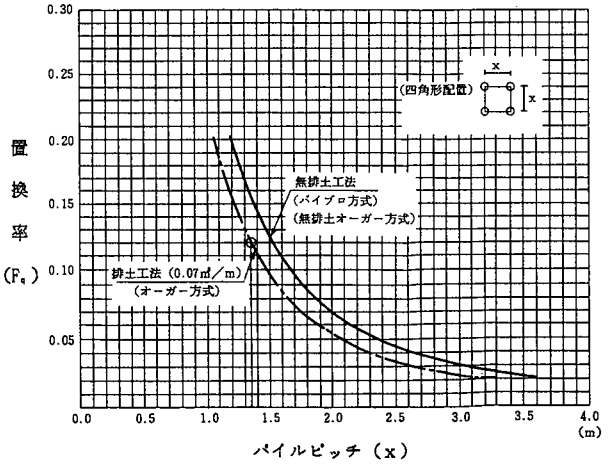
x=1.35 m（正方形配置排土方式）

R_sの値としては図－4.3.55の$R-R_s-R_0$関係より判断して、適当である。

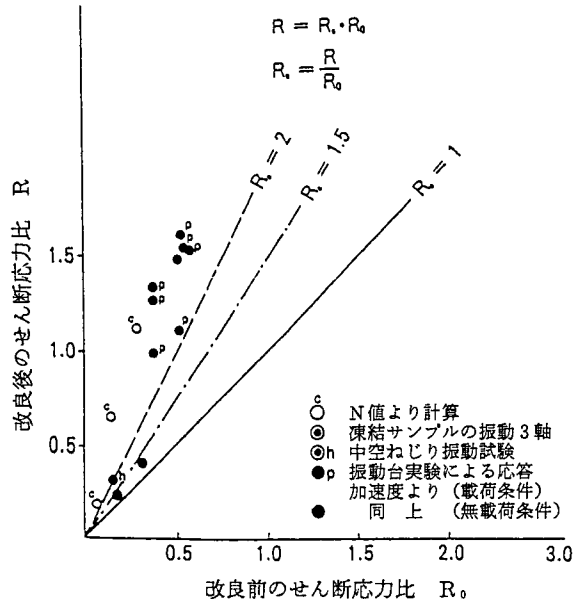
⑪　改良範囲Lは、未検討である。



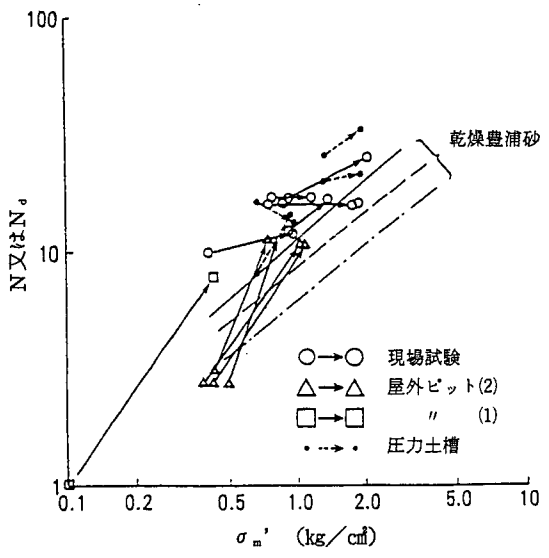
図－4.3.53　置換率とパイルピッチの関係
（正三角形配置）



図－4.3.54　置換率とパイルピッチの関係
（正方形配置）



図－4.3.55 改良前後のせん断応力比の関係



図－4.3.56 実験値によるN－σ_m' 関係図

(4) 問題点

- N'－F_q－N_0関係設計チャートのF_q値が明確なパラメータになっていないので、N'値を定めにくい。K値の効果を見込まない方法ではF_q=0.15 であったがこれもN'値の読み方に係わる。
- 土圧係数の増加値を設定する裏付けデータが少ないこととその精度。
- R－R_s－R_0関係にはF_q値のパラメータを入れていない点。

4.3.7 まとめと今後の課題

特殊石灰パイル工法について今年度は、昨年度に引き続き屋外ピット試験の実施、パイル体強度増加を目的にした室内配合試験の実施並びに2シリーズの振動台実験を実施した。各項にまとめと課題について述べたが、ここでこれらを包括的に表示すると次表の通りである。

以上の今後の課題を受けて、平成6年度の研究計画の眼目をつぎのように計画した。

1) 屋外ピット試験の土圧測定は掘り出しによる外乱により応力が開放されたので今後の増加は見込めないと判断し、今年度で測定を終了する。
2) パイル強度測定は引き続き実施する。
3) 室内配合試験はより系統的な実験を行い、今年度までの結果を確認する。
4) 振動台実験は共同溝模型の無対策、密なパイル配置の改良範囲並びにこの場合の共同溝模型の浮き上がりの把握を目的にした都合3ケースを計画実施する。
5) パイル上部に重量物を設置して拘束した場合の改良効果を屋外ピット試験で把握する。
6) 既設構造物に対する本工法の適用による効果のシミュレーションとその確認実験の計画と実施。
7) 詳細設計法への改良地盤物性値の設定に関する研究。
8) 簡易設計法のきめ細かい検討。

表－4.3.24　まとめと今後の課題

実験	まとめ	今後の課題
屋外ピット試験	①F_L=0.155のパイル置換率での改良地盤のパイル間地盤の有効土圧係数は0.7 から2.4 へ増大し、半年後のパイル掘り出し前で1.6 を保持。 ②パイルは51cmから61cmへ膨張した（膨張率ε_r=0. 43） ③パイル体の1 年材令一軸圧縮強度q_u=1kg/ cm²、3 軸圧縮試験(CD)による内部摩擦角ϕ=41.7 ° の粒状固結土の様相を呈した。この強度は水滓の代わりに高炉セメントを用いることにより、4 ～5 倍の値に増加させることができる。	・現場条件での土圧測定データの収集
室内配合試験	①径316 mmの容器を使いパイル面積比が0.08～0.28の範囲で、水滓の代わりに高炉セメントを20% 混合した特殊石灰パイルの2 週材令強度は2 ～4 kg/ cm²が得られた。この強度は現場条件での強度に近いので、今回行った室内配合試験の方法が現場条件に近似する。 ②特殊石灰パイルの強度は拘束圧に比例し、膨張率は拘束圧に反比例する。拘束圧は上載圧と土圧の関数であるから、強度はこれらが大きいほど大きくなり膨張率は小さくなる。 ③パイル面積比が強度に与える影響は小さく、膨張率に与える影響は大きい。パイル面積比が0.1 前後での膨張率は標準仕様のパイルの現場の値(0.4) 程度が得られた。 ④さらに大きい強度の特殊石灰パイルとするためには石灰の粒径を小さくし、高炉セメントの添加率を大きくすることが必要である。	・温度条件の影響の把握。 ・液状化対策にパイル強度の寄与の程度を明らかにすること。 ・石灰の活性度などを揃えた系統的な実験で再確認。 ・コストスタディ。
振動台実験・その1	①相対密度45% の無改良地盤での液状化抵抗比は2.5t/m² の載荷条件で0.5 であった。これは載荷なしの条件では150galの加振加速度で液状化したことに等価である。 ②砂杭を置換率0.12で打設した改良地盤では、0.85の液状化抵抗比に増加した。無載荷条件では、280galの加振加速度で液状化したことに相当する。 ③特殊石灰パイルを反応後置換率0.067 、0.13に改良した地盤では700galの加振加速度でも液状化しなかったので、過剰間隙水圧比で規準化した時の液状化抵抗比で評価すると、それぞれ1.99、2.63と改良効果の差異が現れたが、平均有効主応力の差異程効果が現れていない。	・仕切り壁、側壁の拘束の定量的評価 ・ステップ加振の影響評価。
振動台実験その2	④地中温度が10℃を割るような低温条件で、1 週材令では石灰の反応が遅く、土圧の上昇、パイルの膨張率が小さい。構造物で拘束されると、膨張率は少ないが、土圧の上昇は大きくなる。以上の傾向を改めて把握した。 ⑤上載圧を設置したまま加振した場合と除荷した場合でせん断応力比は1.03以上/0.35 =2.9 以上となる。一方、せん断応力比は拘束圧と過圧密比の0.50乗や0.25乗に比例するという室内要素試験の研究を適用してみると、$5/5^{0.5}$～$^{0.25}$=2.2～3.3 となり、この関係で概略評価できる。 ⑥F_L=0.03 での改良部と無改良部の剪断応力比は、それぞれ0.55, 0.35 であり、改良効果が現れた。 ⑦改良範囲については、置換率0.03でもパイル2 列目以内で過剰間隙水圧比が0.5 以下であり、1 列を犠牲にする範囲を改良しておけばよい結果であった。 ⑧共同溝模型の浮き上がりは液状化と同時ではなく、安全率が1 を下回らなくても徐々に進行し、1 を下回っても、突発的ではなく、地盤底面まで全面液状化して初めて浮き上がりの大変形が生じた。しかしこの置換率の改良では特殊石灰パイルの効果が顕著とは言えなかった。	・この範囲は下部不透水境界の影響が支配的なのか、パイルの列数が支配的なのか未検討。 ・浮き上がり防止効果が明確に見えるより大きい置換率の改良地盤での実験が必要。
設計法検討	①N 値増大を密度増大と土圧増大によるものに分けて評価できる方法を計算例にまとめた。K=0.5 からK=1.0 に増大する例では、これを考慮しない場合に比べF_Lは0.025 減少した。	・N・－F$_L$, －N$_0$チャートにF_Lによる明瞭な差がでていないので実施データを増やす努力が課題。 ・土圧係数の増加値を裏付けるデータが少ないので実施データを増やす。
2、3、4グループ	①SADAP, NANSSIによる盛土解析の結果が出た。 ②D$_r$=60%からD$_r$=69%に盛土法尻以内を改良した結果、盛土天端沈下量は4.5 cm(L_1)、12.2cm(L_2)だけ減少した(SADAP)。 ③NANSSIによる解析は、遠心載荷実験をシュミューレーションする形で、西モデルの材料定数を定め計算したところ、盛土直下の過剰間隙水圧は実験値に合致したが、側方部では合わなかった。また、盛土の沈下も小さく実験値と合わなかった。	・土圧増加も考慮した液状化曲線の設定や物性値の設定の研究。 ・ジョイント要素のチェック。

9) マニュアルの作成。

今年度までの研究実施工程と今後の研究計画スケジュールを次の表に示した。

表－4.3.25 研究実施工程と今後の研究計画表

	H 4 年度	H 5 年度	H 6 年度	H 7 年度	H 8 年度	備考
屋外ピット試験						
室内モ- ルド試験						
振動台試験その 1						
その 2						
その 3						
設計法の検討						
マニュアルの作成						

（戸田建設）

参考文献

1) 建設省土木研究所，「軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書」，p62～82，平成５年５月

2) 光成高志他，「特殊石灰パイルによる液状化対策実験－その2 ： 実験結果」，第26回土質工学研究発表会1991

4.4　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討

コンパクショングラウチング工法は、地盤中に非流動性の注入材を注入して建築物基礎及び地盤の補強を図る注入工法である。この工法は一般の薬液注入工法のように注入材が地盤に浸透する事なく、注入管付近で地盤を押し上げて注入材を強制的に充填させる。したがって非流動性のモルタルを地盤中に高圧注入させる事によって所期の目的を果たすこととなる。

設計施工上注入範囲に正確に注入材を充填させる事ができれば、周辺地盤の締め固め効果も期待できる。また、既存建物を対象とした液状化対策や基礎補強工法としても期待できる。そのため地盤中における注入材の挙動を解明して、注入効果が期待できる設計施工法を確立させる目的で、実験を実施した結果について報告する。

4.4.1　設計方法確立のための実物大実験、及び実施データの収集

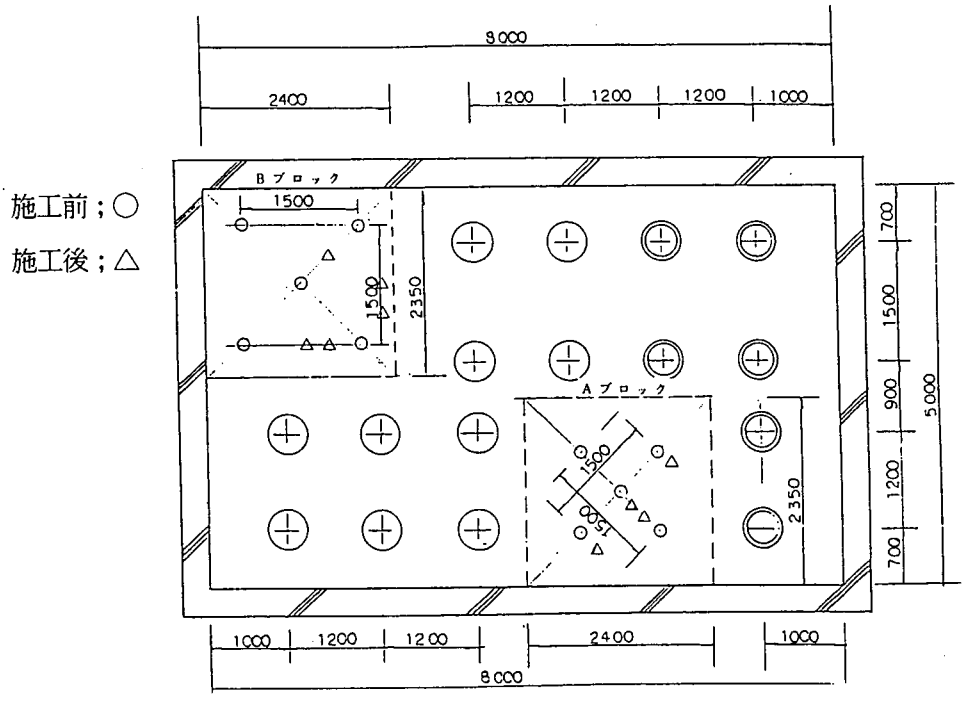
(1)　実物大実験

設計方法確立のため戸田建設株式会社の屋外ピットにおいて下記の要領で実物大実験を行った。

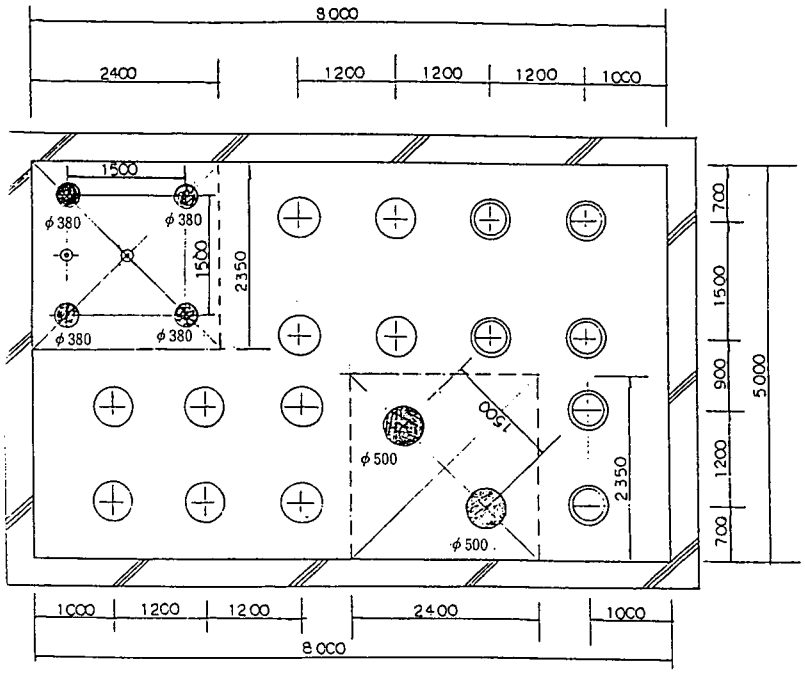
1)　実験内容

①　事前調査工　動的コーン貫入試験　　１０　ヶ所（図４．４．１参照）

土圧計埋設（トータルセル型）　　２　ヶ所（図４．４．２参照）



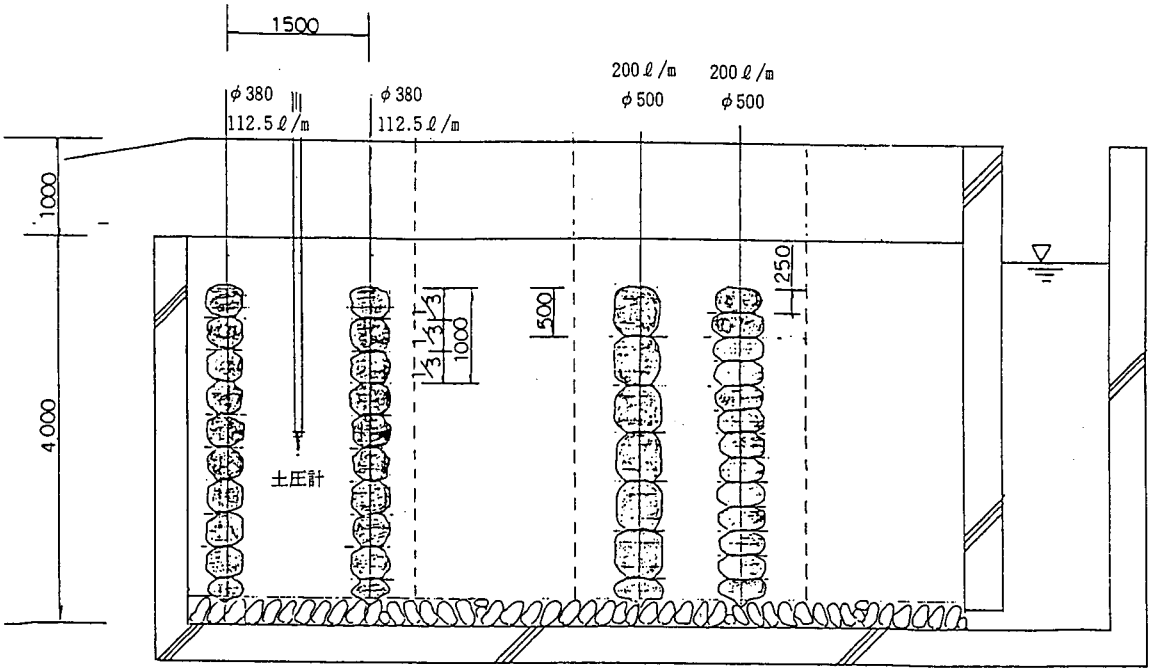
図－4.4.1　動的コーン貫入試験実施位置（平面図）



●；コンパクショングラウチング工

◎；土圧計（深さＧＬ－３．０m）

図－4.4.2　コンパクショングラウチング工及び土圧計位置図（平面図）



図－4.4.3　コンパクショングラウチング工及び土圧計位置図（断面図）

② コンパクショングラウチング（ＣＰＧ）工

Ａタイプ；φ５００　　２　本　（図4．4．2参照）

地盤の強度増加確認、ステップ長を５０cm、２５cmの２種類実施

掘削し出来形の確認

Bタイプ；φ３８０　　４　本　（図４．４．２参照）

地盤の強度増加の測定

③　事後調査工　動的コーン貫入試験　　６　ヶ所（図４．４．１参照）

土圧連続測定　　２　ヶ所（図４．４．２参照）

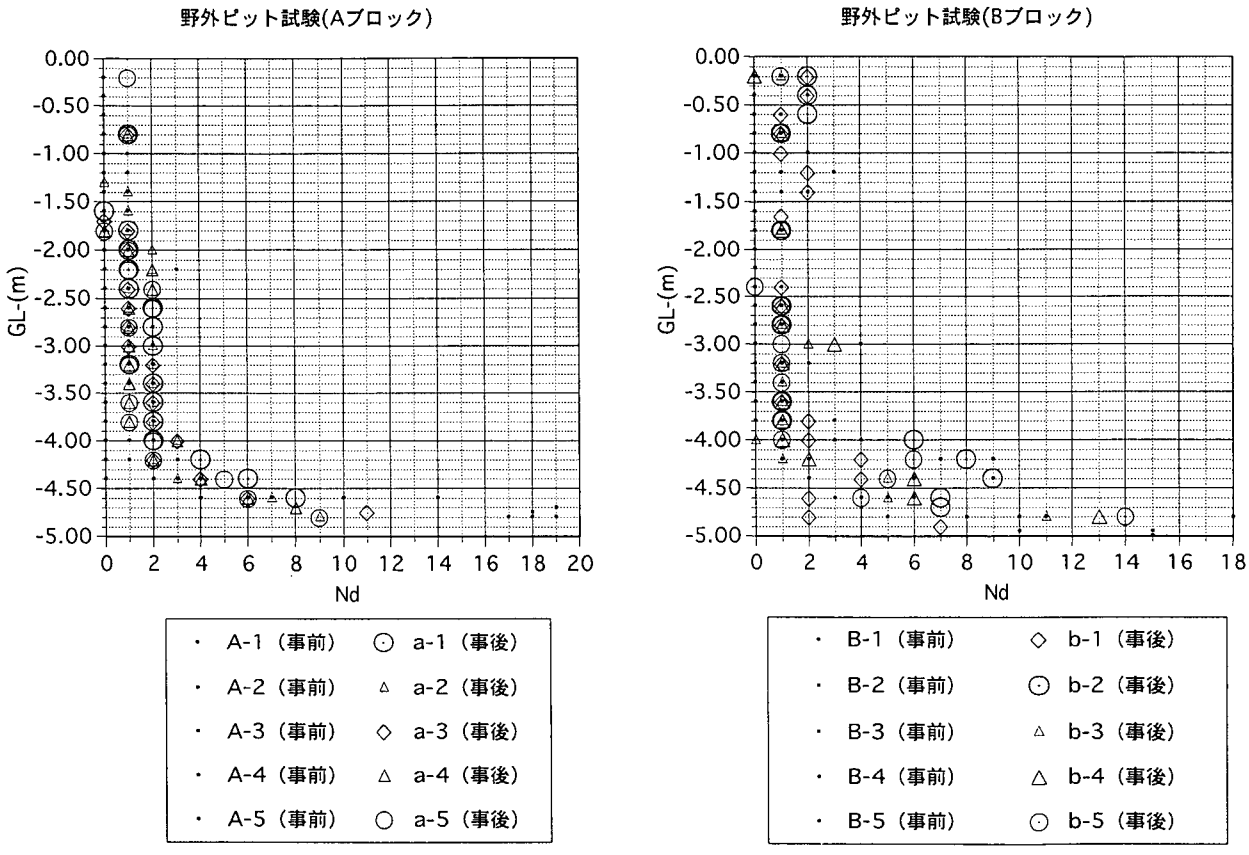
掘削工　　Aタイプ　　１　ヶ所

ＲＩによる密度測定

2)　実験結果

①　動的コーン貫入試験について

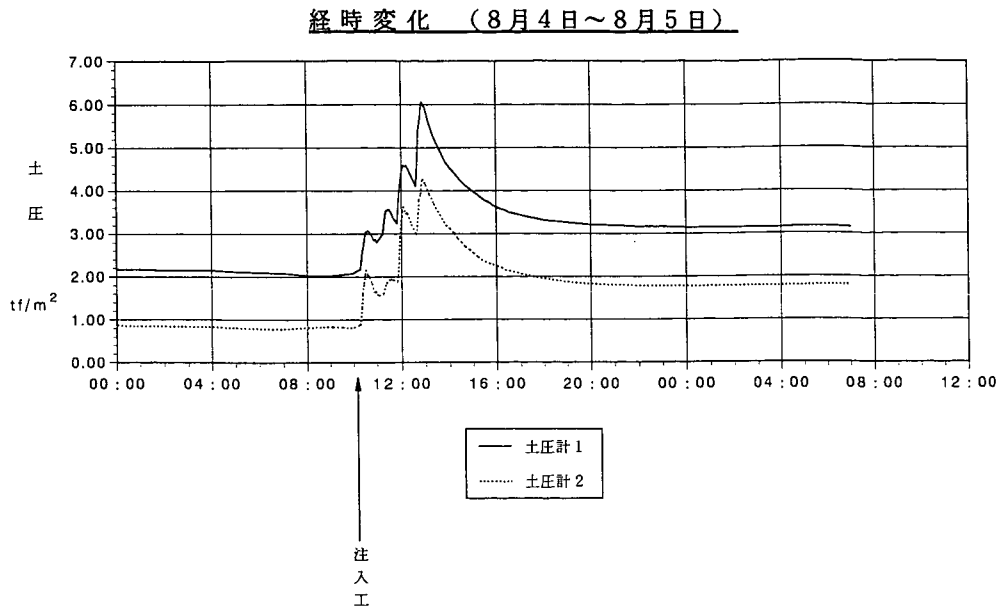
Aブロック、Bブロックとも事前調査の結果と施工後の調査には顕著な変化はみられなかった。この原因は、試験土槽の事前の締固め不足からＣＰＧを打設してもそれが強度増加まで顕著にはあらわれなかったと考えられる。

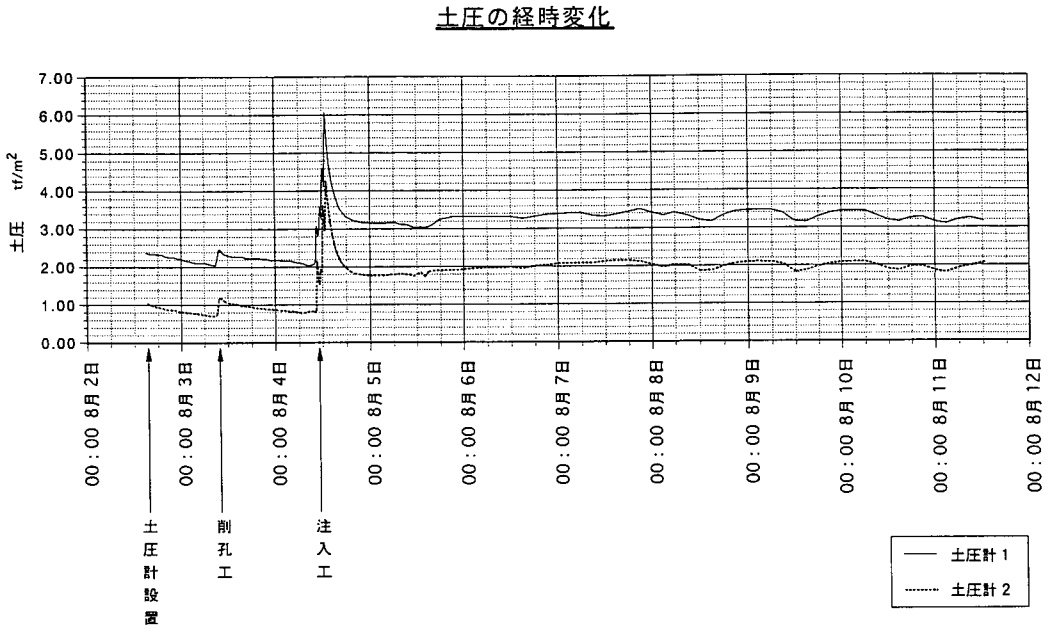


図－4.4.4　動的コーン貫通入試験結果

②　土圧計の測定結果について

土圧計の測定結果は、図に示す通りであるが、経時変化については今後の検討課題である。ただし、このような砂質土で締固めの状態が悪い場合は、ステップごとの注入時の測定データから、注入の影響範囲は約 1.5mであることが判明した。（図－4.4.6 土圧計とＣＰＧ施工の相対位置におけるＣＰＧステップごとの注入による土圧計の変化より）





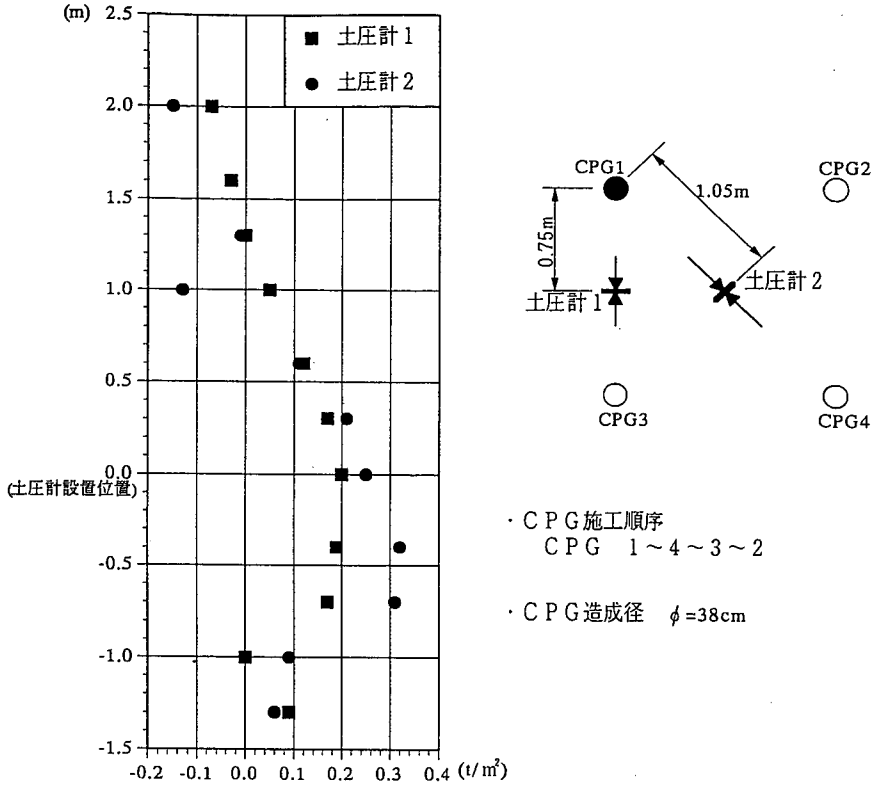
図－4.4.5　土圧計測定結果

③　ＲＩによる密度測定

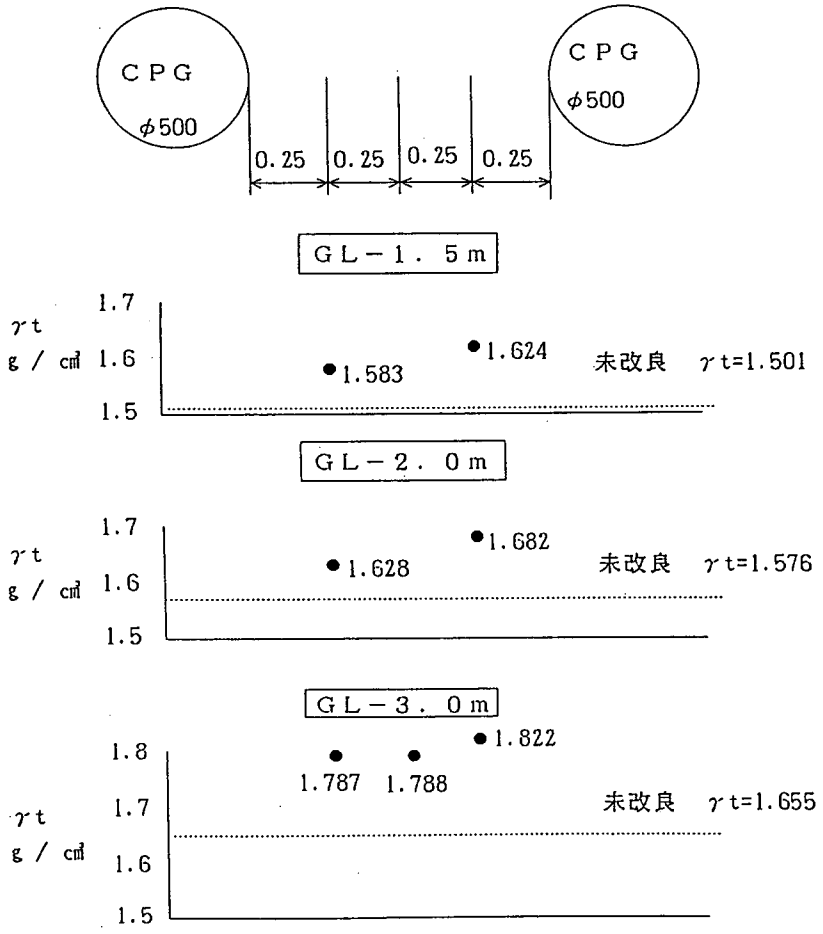
密度の変化については、注入した量に見合うだけ密度上昇はあった。（今回の実験で上への盛り上がりは0であった。）

④　出来形の確認

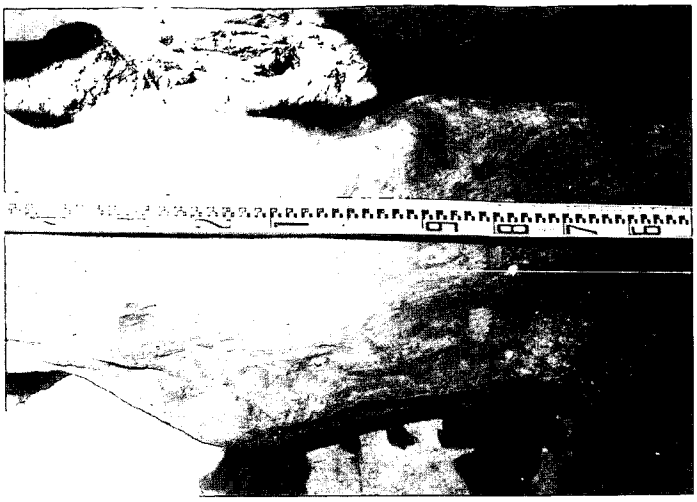
写真に示すような形状で、当初予想していた円筒状のものとはかなり違う形状であった。

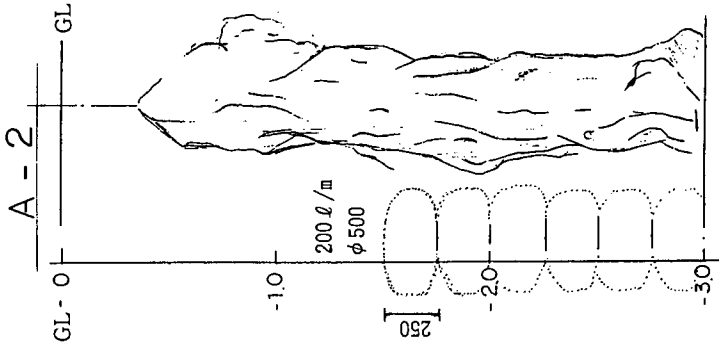


図－4.4.6　土圧計とＣＰＧ施工の相対位置における
ＣＰＧステップと注入による土圧計の変化（ＣＰＧ１施工時）



図－4.4.7　ＲＩ測定によるＣＰＧ間の密度変化



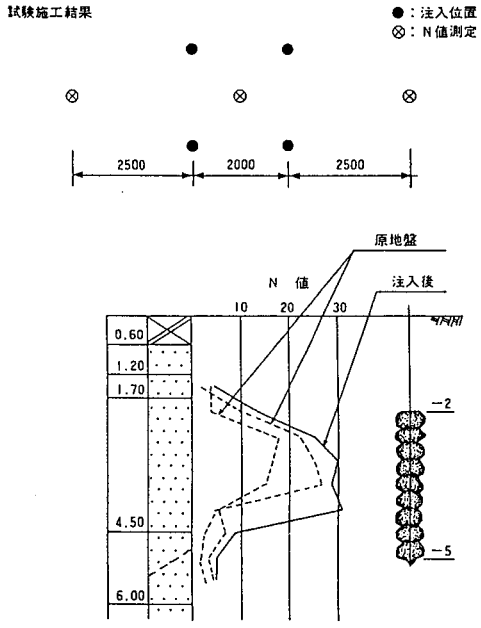


図－4.4.8　ＣＰＧの形状、写真

(2) 国内における実施工

1) 釧路西港穀物コンベア基礎災害復旧工事について

釧路沖地震により不同沈下したベルトコンベア基礎のジャッキアップを目的として実施されたものである。図－4.4.10には、試験工事における注入孔の配置を示す。注入深度は、GL－2～－5mであり、注入率は8%である。注入率8%とは、注入孔間隔2mの正方配置で直径約65cm程度の柱状固結体を想定していることになる。図－4.4.9には注入前後のN値の変化を示しており、N値が平均8～10前後増加している。図－4.4.10には、不同沈下の修復状況を示す。地震直後の沈下量は最大12cm程度であったが、注入後には±5mm程度まで修復され、注入効果が認められている。



○注入諸元

- 注入方式　ボトムアップ方式
- 注入ｽﾃｯﾌﾟ　33 cm
- 注入速度　0.05 m³/min
- ｽﾃｯﾌﾟ当たり注入量　0.07 m³/ｽﾃｯﾌﾟ

○注入材と配合　1 m³当り

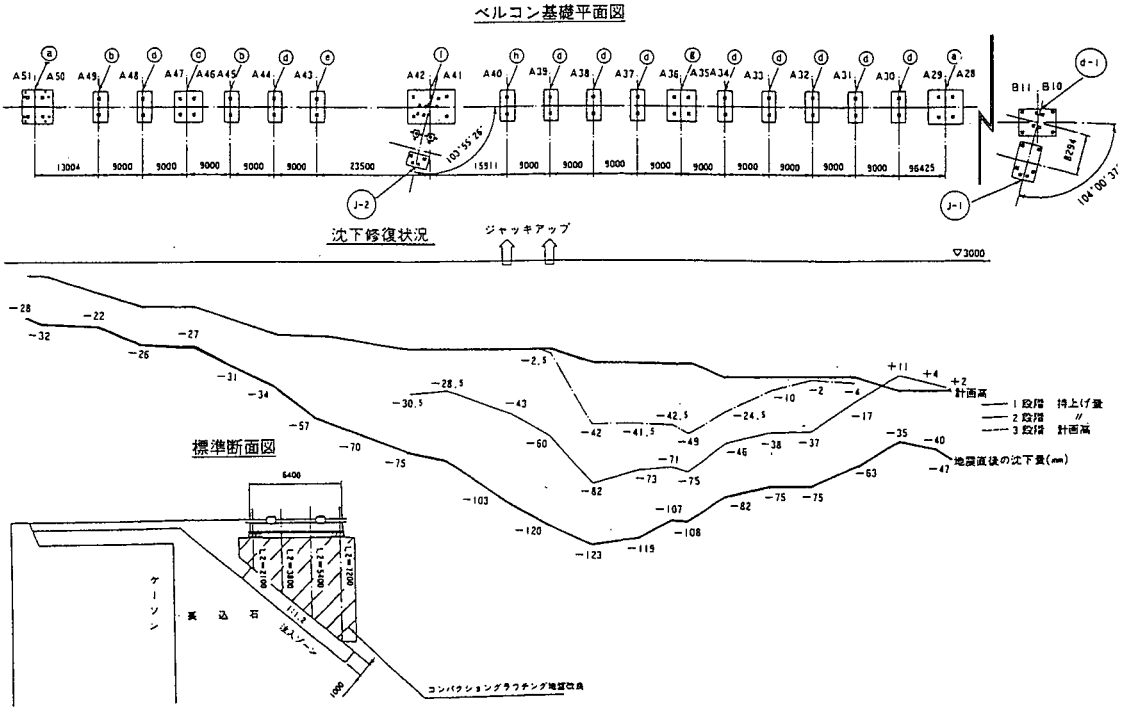
セメント	砂＋礫	水
160 kg	0.85 m³	0.4 m³

スランプ：2 cm

○注入量

本　数	延　長	注入量
277 本	1,361 m	338.3 m³

図－4.4.9　釧路西港試験施工におけるN値の変化



図－4.4.10　釧路西港試験施工　平明図及び断面図

2)　上磯町久根別小学校災害復旧工事について

北海道南西沖地震により不同沈下した久根別小学校の増設校舎について復旧工事を施工した。

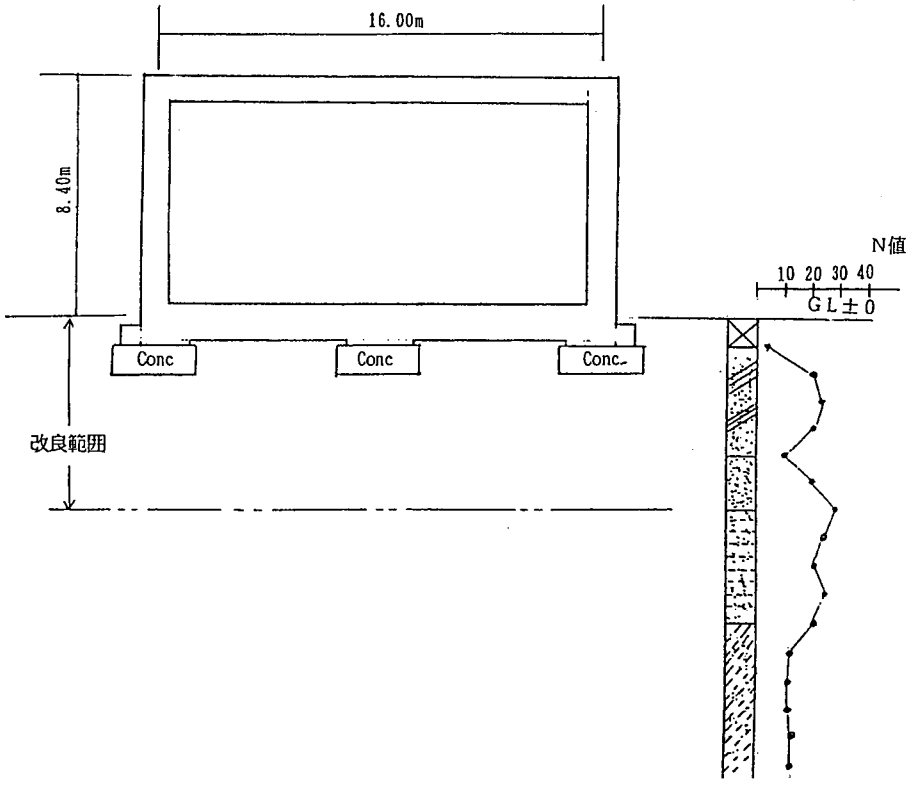
増設校舎	ＲＣ造　２Ｆ　　１０．５ｍ×１６．０ｍ
基礎地盤の土質	Ｎ値＝２～３０迄の砂及び砂質シルト
基礎構造	独立基礎　地中梁で連結
	（ラップコンクリート施工）
不同沈下量	５７～１４５㎜

注入諸元

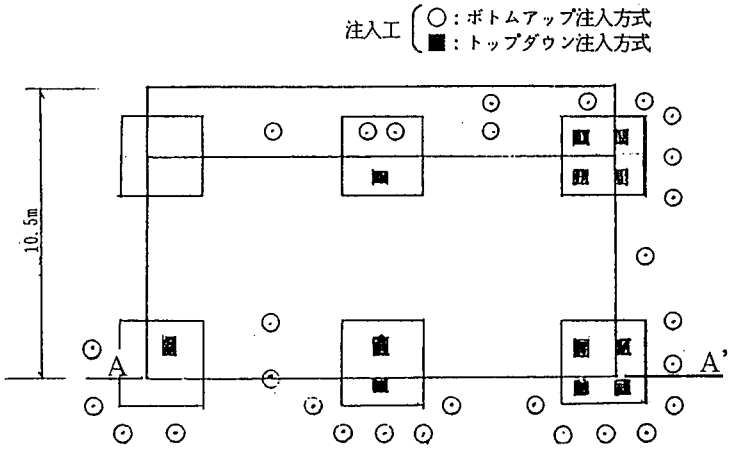
- 注入方法　ボトムアップ方式　３０m^3
  トップダウン方式　１４０m^3
- 注入ステップ　３３cm
- 注入速度　０．０５m^3/min
- ステップ当り注入量　０．０７m^3/ｽﾃｯﾌﾟ
- 注入範囲　ＧＬ－２．０～－７．０ｍ
- 注入材と配合　1m^3当り

セメント	砂＋礫	水
１６０kg	０．８５m^3	０．４m^3

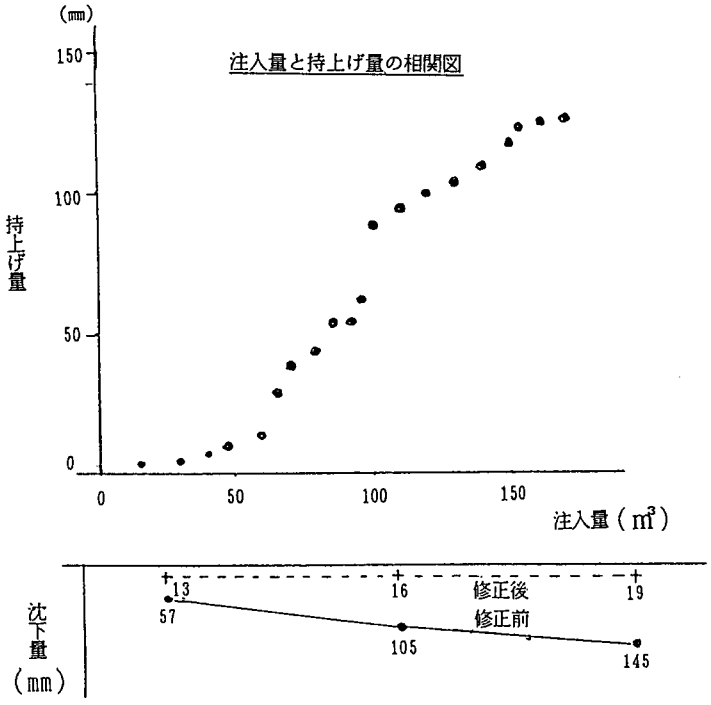
スランプ：２cm



図－4.4.11　久根別小学校の断面図と地盤柱状図



図－4.4.12　平面図と注入位置図



図－4.4.13　A－A'断面における床の修正状況

4.4.2　まとめと今後の課題

屋外実物大実験においてはピット内の締め固めが不十分であったために、強度増加の顕著な変化は見られなかったが、密度の増加は注入置換された分だけ増大している。土圧計の測定値については、今後の検討課題である。固結形状は、当初予想していた円筒状のものとはかなり違う形状であった。

これらから、注入材料・注入圧力・注入速度等によって形状も変化してくるものと考えられ、今後は、種々の地盤条件において注入圧・注入速度を変えながらデータの収集を行い、設計法の確立を行いたい。

また、注入材料についてももう一度見直しを行い、設計・施工上問題のない様な材料の開発を進めていきたい。

（三信建設工業㈱）

4.5　深層混合処理工法の設計・施工法の検討

4.5.1　設計法の検討

現行設計法（両脇改良タイプ）に関する問題点や不合理点を洗い出すために、今年度は設計法に関するパラメータスタディを実施した。その具体的な検討結果を以下に詳述する。

(1) パラメータスタディの目的

昨年度の成果を踏まえ、今年度実施した設計法に関するパラメータスタディの目的は盛土構造物、掘割構造物とも以下に示す通りである。

① クリティカルな破壊モードを把握するため及び設計照査項目を削減するために、各破壊モード間の安全率を比較・検討する。

② 深層混合処理工法に有利な改良仕様（改良率、根入れの有無、上部構造物との位置関係）を把握するために、改良仕様と安全率との関係を検討する。

③ 妥当な設計外力を検討し評価するために、設計震度と安全率との関係を検討する。

④ 準液状化状態での土・水圧算定法（土圧方式、液圧方式）を一本化するために、土圧方式と液圧方式の土・水圧を比較・検討する。

(2) パラメータスタディ計画

① 盛土構造物

設計計算のための基本検討モデルを図－4.5.1に示す。また、パラメータの一覧、液状化層厚と改良タイプ（率）の関係、計算シリーズ及び設計震度の組合せ（kH1とkH2）を表－4.5.1～4.5.4にそれぞれ示した。

② 掘割構造物

掘割構造物についても盛土構造物と全く同様に、設計計算のための基本検討モデルを図－4.5.2に示す。また、パラメータの一覧、計算シリーズ及び設計震度の組合せ（kH1とkH2）を表－4.5.5～4.5.7にそれぞれ示した。

③ 計算されたF_Lについて

表－4.5.8に、設計震度kH1により計算された液状化抵抗率F_Lを液状化対象層毎に一覧として示した。

(3) パラメータスタディ結果

① 盛土構造物

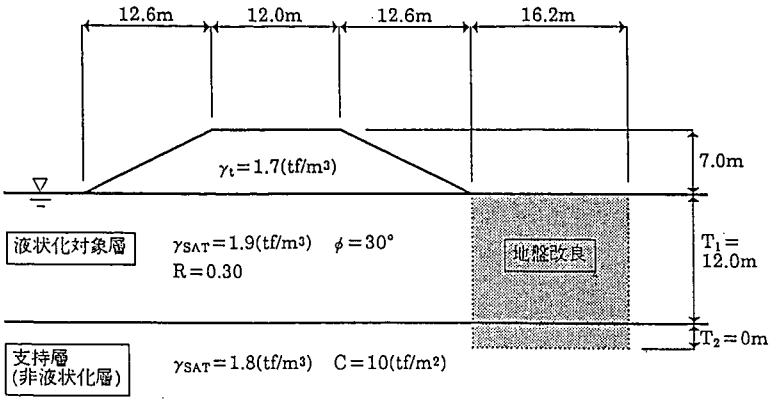
表－4.5.9～4.5.20に計算結果安全率の一覧を示す。安全率を算出する際に注意すべき事項は以下に示す通りである。

【支持力安全率の計算方法】

・支持力の安全率は以下の方法で計算している。

まず、支持力計算における安全率を1.0として、許容支持力（q_{a0}）を計算する。

$$q_{a0} = \{\alpha \cdot c \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma\} / 1.0 + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$



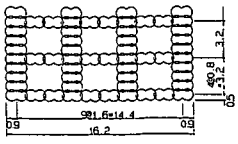
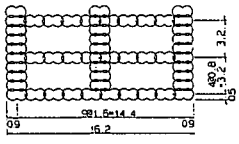
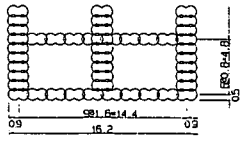
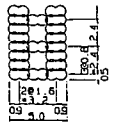
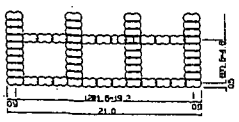
図－4.5.1　基本検討モデル（盛土構造物）

表－4.5.1　パラメータの一覧（盛土構造物）

	地盤条件			設計震度		改良諸元		
	液状化層厚(T_1)	地下水位	支持層	k_{H1}	k_{H2}	改良位置	根入れ(T_2)	格子間隔
基本	12.0m	GL±0m	C=10tf/m²	0.18	0.15	法尻	無し	A
	4.0m	GL-2.0m	C=5tf/m²	0.10	0.083	法内5.0m	2.0m	B
	20.0m	GL-4.0m	C=15tf/m²	0.14	0.117			C
			ϕ=40°	0.24	0.20			※下図参照
				0.30	0.25			
				0.18	0.09			
				0.18	0.12			
				0.18	0.18			

※ k_{H1};液状化の判定および過剰間隙水圧の算定に用いる設計水平震度
k_{H2};慣性力の算定に用いる設計水平震度

表－4.5.2　液状化層厚と改良タイプ（率）（盛土構造物）

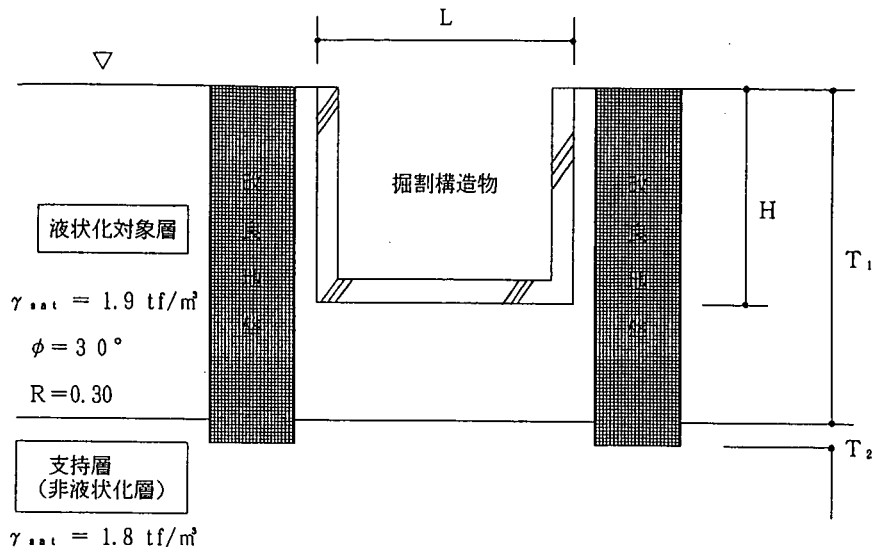
液状化層厚	Type-A	Type-B	Type-C
T_1=12.0m			
T_1=4.0m			
T_1=20.0m			

表－4.5.3　計算シリーズ（盛土構造物）

Series	パラメーター値						ブロック No.
	液状化層厚(T_1)	地下水位	支持層	改良位置	根入れ(T_2)	格子間隔	
1-A-1(1)	12.0	GL±0m	C=10tf/m²	法尻	無し	A	①
1-A-1(2)	〃	〃	〃	〃	〃	B	
1-A-1(3)	〃	〃	〃	〃	〃	C	
1-A-2(1)	〃	〃	〃	〃	2.0m	A	②
1-A-2(2)	〃	〃	〃	〃	〃	B	
1-A-2(3)	〃	〃	〃	〃	〃	C	
1-A-3(1)	〃	〃	〃	法内	無し	A	③
1-A-3(2)	〃	〃	〃	〃	〃	B	
1-A-3(3)	〃	〃	〃	〃	〃	C	
1-A-4(1)	〃	〃	〃	〃	2.0m	A	④
1-A-4(2)	〃	〃	〃	〃	〃	B	
1-A-4(3)	〃	〃	〃	〃	〃	C	
1-B-1	〃	〃	C=5tf/m²	法尻	無し	A	⑤
1-C-1	〃	〃	C=15tf/m²	〃	〃	〃	
1-D-1	〃	〃	φ=40°	法尻	無し	〃	⑥
1-D-2	〃	〃	〃	〃	2.0m	〃	
1-D-3	〃	〃	〃	法内	無し	〃	⑦
1-D-4	〃	〃	〃	〃	2.0m	〃	
1(2)-A-1	〃	GL-2.0m	C=10tf/m²	法尻	無し	〃	⑧
1(3)-A-1	〃	GL-4.0m	〃	〃	〃	〃	
2-A-1	4.0	GL±0m	C=10tf/m²	法尻	無し	A	⑨
2-A-2	〃	〃	〃	〃	2.0m	〃	
2-A-3	〃	〃	〃	法内	無し	〃	⑩
2-A-4	〃	〃	〃	〃	2.0m	〃	
3-A-1	20.0	〃	〃	法尻	無し	〃	⑪
3-A-2	〃	〃	〃	〃	2.0m	〃	
3-A-3	〃	〃	〃	法内	無し	〃	⑫
3-A-4	〃	〃	〃	〃	2.0m	〃	
					計	28Series	

表－4.5.4　設計震度の組合せ（盛土構造物）

区分	1-1	2-1	3-1	4-1	5-1	1-2	1-3	1-4
k_{H1}	0.18	0.10	0.14	0.24	0.30	0.18	0.18	0.18
k_{H2}	0.15	0.083	0.117	0.20	0.25	0.09	0.12	0.18
k_{H2}/k_{H1}	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.50	0.67	1.00



図－4.5.2　基本検討モデル（掘割構造物）

表－4.5.5　パラメータの一覧（掘割構造物）

	地盤条件			設計震度		改良諸元		構造物条件
	液状化層厚（T_1）	地下水位	支持層	k_{H1}	k_{H2}	改良幅	根入れ（T_2）	掘割の幅と深さ（L／H）
基本	12.0m	GL±0m	c=10 tf／m²	0.18	0.15	T_1 の1/2	無し	4／3
	4.0m	GL－2m	c= 5 tf／m²	0.10	0.083	T_1 の1/4	2.0m	8／3
	20.0m	GL－4m	c=15 tf／m²	0.30	0.25			
			φ=40°	0.18	0.09			
				0.18	0.18			

k_{H1}：液状化の判定および過剰間隙水圧の算定に用いる設計水平震度

k_{H2}：慣性力の算定に用いる設計水平震度

表－4.5.6　計算シリーズ（掘割構造物）

シリーズ	パラメータ値						ブロックNo.
	液状化層厚（T_1）	地下水位	支持層	掘割の幅と深さ（L／H）	根入れ（T_2）	改良幅	
1－1	12.0m	GL±0m	c=10 tf／㎡	4／3（12m/9m）	無し	6.0m	①
1－2	〃	〃	〃	〃	〃	3.0m	
1－3	〃	〃	〃	8／3（24m/9m）	〃	3.0m	
1－4	〃	〃	〃	4／3（12m/9m）	2.0m	3.0m	②
1－5	〃	〃	〃	8／3（24m/9m）	〃	3.0m	
1－6	〃	〃	c= 5 tf／㎡	4／3（12m/9m）	無し	3.0m	③
1－7	〃	〃	c=15 tf／㎡	〃	〃	3.0m	
1－8	〃	〃	ϕ=40 °	4／3（12m/9m）	無し	6.0m	④
1－9	〃	〃	〃	〃	〃	3.0m	
1－10	〃	〃	〃	〃	2.0m	3.0m	
1－11	〃	GL－2m	c=10 tf／㎡	4／3（12m/9m）	無し	6.0m	⑤
1－12	〃	〃	〃	〃	〃	3.0m	
1－13	〃	GL－4m	〃	〃	〃	6.0m	⑥
1－14	〃	〃	〃	〃	〃	3.0m	
2－1	4.0m	GL＋0m	c=10 tf／㎡	4／3（4m/3m）	無し	2.0m	⑦
2－2	〃	〃	〃	〃	〃	1.0m	
2－3	〃	〃	〃	〃	2.0m	1.0m	
3－1	20.0m	GL＋0m	c=10 tf／㎡	4／3（20m/15m）	無し	10.0m	⑧
3－2	〃	〃	〃	〃	〃	5.0m	
3－3	〃	〃	〃	〃	2.0m	5.0m	

表－4.5.7　設計震度の組合せ（掘割構造物）

区分	1－1	2－1	3－1	1－2	1－3
k_{H1}	0.18	0.10	0.30	0.18	0.18
k_{H2}	0.15	0.083	0.25	0.09	0.18
$k_{H2}／k_{H1}$	0.83	0.83	0.83	0.50	1.00

表－4.5.8　F_Lの一覧

層厚＼設計震度 Kh1	0.18	0.10	0.14	0.24	0.30
4.0m	0.814	1.465	1.046	0.610	0.488
12.0m	0.868	1.562	1.115	0.651	0.521
20.0m	0.882（GL- 0m～-14m） 1.060（GL-14m～-20m）	1.672	1.194	0.697	0.557
12.0m (GL-2m)	1.162	2.092	1.494	1.162（GL- 2m～- 3m） 0.865（GL- 3m～-12m）	0.697
12.0m (GL-4m)	1.396	2.512	1.794	1.082（GL- 4m～-10m） 0.996（GL-10m～-12m）	0.837

F l＜1.0；　完全液状化層
F l＞1.0；　準液状化層

表－4.5.9　安全率の一覧（ブロック①）

（a）シリーズ名；1－A－1（1）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.705	1.247	－	－	－	1.292	2.274	－	-1.956	←
2-1	0.100	0.083	2.649	3.949	3.281	2.654	後	1.648	4.534	2.584	9.874	○
3-1	0.140	0.117	1.270	2.136	2.829	2.289	前	3.377	2.917	1.893	5.809	○
4-1	0.240	0.200	0.635	1.131	－	－	－	1.110	2.196	－	-3.487	←
5-1	0.300	0.250	0.574	1.032	－	－	－	0.973	2.123	－	-5.017	←
1-2	0.180	0.090	0.807	1.417	－	－	－	1.608	2.375	－	-0.120	←
1-3	0.180	0.120	0.753	1.327	－	－	－	1.433	2.323	－	-1.038	←
1-4	0.180	0.180	0.662	1.175	－	－	－	1.176	2.226	－	-2.875	←

（b）シリーズ名；1－A－1（2）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-B

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.669	1.247	－	－	－	1.144	2.274	－	-3.258	←
2-1	0.100	0.083	2.625	3.949	3.069	2.483	後	1.459	4.534	2.584	10.166	○
3-1	0.140	0.117	1.253	2.136	2.708	2.191	前	2.990	2.917	1.914	5.629	○
4-1	0.240	0.200	0.601	1.131	－	－	－	0.983	2.196	－	-4.986	←
5-1	0.300	0.250	0.543	1.032	－	－	－	0.862	2.123	－	-6.715	←
1-2	0.180	0.090	0.767	1.417	－	－	－	1.424	2.375	－	-1.183	←
1-3	0.180	0.120	0.716	1.327	－	－	－	1.269	2.323	－	-2.221	←
1-4	0.180	0.180	0.627	1.175	－	－	－	1.042	2.226	－	-4.295	←

（c）シリーズ名；1－A－1（3）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-C

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.631	1.247	－	－	－	0.987	1.397	－	-5.064	←
2-1	0.100	0.083	2.599	3.949	2.816	2.279	後	1.259	2.785	1.723	10.569	○
3-1	0.140	0.117	1.235	2.136	2.558	2.070	前	2.580	1.792	1.298	5.387	○
4-1	0.240	0.200	0.566	1.131	－	－	－	0.848	1.349	－	-7.068	←
5-1	0.300	0.250	0.510	1.032	－	－	－	0.743	1.304	－	-9.071	←
1-2	0.180	0.090	0.724	1.417	－	－	－	1.229	1.459	－	-2.660	←
1-3	0.180	0.120	0.675	1.327	－	－	－	1.095	1.427	－	-3.862	←
1-4	0.180	0.180	0.591	1.175	－	－	－	0.899	1.368	－	-6.266	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（d）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

表－4.5.10　安全率の一覧（ブロック②）

（ａ）シリーズ名；１－Ａ－２（１）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	－	－	－	1.292	2.274	－	-3.467	←
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	4.088	3.224	後	1.218	4.371	3.015	8.610	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	1.541	1.215	前	3.377	2.917	1.355	3.600	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	－	－	－	1.110	2.196	－	-5.344	←
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	－	－	－	0.973	2.123	－	-7.293	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	－	－	－	1.608	2.375	－	-1.314	←
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	－	－	－	1.433	2.323	－	-2.389	←
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	－	－	－	1.176	2.226	－	-4.573	←

（ｂ）シリーズ名；１－Ａ－２（２）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-B

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	－	－	－	1.144	2.274	－	-4.964	←
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	3.985	3.143	後	1.078	4.371	3.015	8.672	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	1.302	1.027	前	2.990	2.917	1.318	3.079	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	－	－	－	0.983	2.196	－	-7.084	←
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	－	－	－	0.862	2.123	－	-9.284	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	－	－	－	1.424	2.375	－	-2.532	←
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	－	－	－	1.269	2.323	－	-3.747	←
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	－	－	－	1.042	2.226	－	-6.213	←

（ｃ）シリーズ名；１－Ａ－２（３）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-C

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	－	－	－	0.987	1.397	－	-7.042	←
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	3.850	3.036	後	0.930	2.665	2.010	8.757	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	0.989	0.780	前	2.580	1.792	0.898	2.378	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	－	－	－	0.848	1.349	－	-9.499	←
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	－	－	－	0.743	1.304	－	-12.049	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	－	－	－	1.229	1.459	－	-4.223	←
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	－	－	－	1.095	1.427	－	-5.631	←
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	－	－	－	0.899	1.368	－	-8.489	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

表－4.5.11　安全率の一覧（ブロック③）

（ａ）シリーズ名；１－Ａ－３（１）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.650	1.224	－	－	－	1.133	2.035	－	-1.731	←
2-1	0.100	0.083	2.483	3.857	2.702	2.186	後	1.789	4.111	2.405	10.277	○
3-1	0.140	0.117	1.169	2.083	2.781	2.250	前	2.603	2.600	1.650	6.244	○
4-1	0.240	0.200	0.587	1.115	－	－	－	0.988	1.968	－	-3.172	←
5-1	0.300	0.250	0.533	1.023	－	－	－	0.876	1.905	－	-4.612	←
1-2	0.180	0.090	0.739	1.381	－	－	－	1.375	2.123	－	-0.003	←
1-3	0.180	0.120	0.692	1.298	－	－	－	1.242	2.078	－	-0.867	←
1-4	0.180	0.180	0.611	1.157	－	－	－	1.042	1.994	－	-2.596	←

（ｂ）シリーズ名；１－Ａ－３（２）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-B

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.616	1.224	－	－	－	1.003	2.035	－	-2.859	←
2-1	0.100	0.083	2.460	3.857	2.501	2.024	後	1.584	4.111	2.405	10.584	○
3-1	0.140	0.117	1.154	2.083	2.663	2.154	前	2.305	2.600	1.678	6.138	○
4-1	0.240	0.200	0.556	1.115	－	－	－	0.875	1.968	－	-4.464	←
5-1	0.300	0.250	0.504	1.023	－	－	－	0.776	1.905	－	-6.069	←
1-2	0.180	0.090	0.702	1.381	－	－	－	1.217	2.123	－	-0.932	←
1-3	0.180	0.120	0.657	1.298	－	－	－	1.100	2.078	－	-1.896	←
1-4	0.180	0.180	0.579	1.157	－	－	－	0.922	1.994	－	-3.822	←

（ｃ）シリーズ名；１－Ａ－３（３）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-C

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.581	1.224	－	－	－	0.866	1.250	－	-4.376	←
2-1	0.100	0.083	2.436	3.857	2.263	1.831	後	1.367	2.526	1.603	10.997	○
3-1	0.140	0.117	1.137	2.083	2.516	2.036	前	1.989	1.597	1.135	6.000	○
4-1	0.240	0.200	0.523	1.115	－	－	－	0.755	1.209	－	-6.203	←
5-1	0.300	0.250	0.473	1.023	－	－	－	0.669	1.170	－	-8.031	←
1-2	0.180	0.090	0.663	1.381	－	－	－	1.050	1.304	－	-2.183	←
1-3	0.180	0.120	0.620	1.298	－	－	－	0.949	1.277	－	-3.279	←
1-4	0.180	0.180	0.546	1.157	－	－	－	0.796	1.225	－	-5.472	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

表－4.5.12　安全率の一覧（ブロック④）

（a）シリーズ名；1－A－4（1）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.957	1.083	－	－	－	1.133	2.035	－	-3.537	←
2-1	0.100	0.083	2.518	3.374	3.248	2.562	後	1.329	3.891	2.803	9.083	○
3-1	0.140	0.117	1.349	1.795	1.561	1.231	前	2.603	2.600	1.251	4.009	○
4-1	0.240	0.200	0.858	0.985	－	－	－	0.988	1.968	－	-5.369	←
5-1	0.300	0.250	0.762	0.898	－	－	－	0.876	1.765	－	-7.259	←
1-2	0.180	0.090	1.095	1.225	－	－	－	1.375	2.123	－	-1.448	←
1-3	0.180	0.120	1.023	1.150	－	－	－	1.242	2.078	－	-2.469	←
1-4	0.180	0.180	0.896	1.022	－	－	－	1.042	1.994	－	-4.633	←

（b）シリーズ名；1－A－4（2）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-B

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.957	1.083	－	－	－	1.003	2.035	－	-4.891	←
2-1	0.100	0.083	2.518	3.374	3.102	2.446	後	1.177	3.891	2.803	9.191	○
3-1	0.140	0.117	1.349	1.795	1.364	1.076	前	2.305	2.600	1.222	3.584	○
4-1	0.240	0.200	0.858	0.985	－	－	－	0.875	1.968	－	-6.937	←
5-1	0.300	0.250	0.762	0.898	－	－	－	0.775	1.765	－	-9.046	←
1-2	0.180	0.090	1.095	1.225	－	－	－	1.217	2.123	－	-2.559	←
1-3	0.180	0.120	1.023	1.150	－	－	－	1.100	2.078	－	-3.699	←
1-4	0.180	0.180	0.896	1.022	－	－	－	0.922	1.994	－	-6.115	←

（c）シリーズ名；1－A－4（3）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-C

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.957	1.083	－	－	－	0.866	1.250	－	-6.720	←
2-1	0.100	0.083	2.518	3.374	2.919	2.302	後	1.015	2.372	1.868	9.335	○
3-1	0.140	0.117	1.349	1.795	1.116	0.880	前	1.989	1.597	0.805	3.024	○
4-1	0.240	0.200	0.858	0.985	－	－	－	0.755	1.209	－	-9.054	←
5-1	0.300	0.250	0.762	0.898	－	－	－	0.669	1.076	－	-11.460	←
1-2	0.180	0.090	1.095	1.225	－	－	－	1.050	1.304	－	-4.060	←
1-3	0.180	0.120	1.023	1.150	－	－	－	0.949	1.277	－	-5.360	←
1-4	0.180	0.180	0.896	1.022	－	－	－	0.796	1.225	－	-8.116	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（d）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

表－4.5.13　安全率の一覧（ブロック⑤）

（ａ）シリーズ名；１－Ｂ－１

液状化層厚	12.0m	支持層	C=5tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.548	1.247	－	－	－	1.292	2.274	－	-1.956	←
2-1	0.100	0.083	2.322	3.949	1.623	2.236	後	1.648	4.534	2.584	10.929	○
3-1	0.140	0.117	1.041	2.136	2.372	3.268	前	3.377	2.917	2.511	7.158	○
4-1	0.240	0.200	0.489	1.131	－	－	－	1.110	2.196	－	-3.487	←
5-1	0.300	0.250	0.438	1.032	－	－	－	0.973	2.123	－	-5.017	←
1-2	0.180	0.090	0.632	1.417	－	－	－	1.608	2.375	－	-0.120	←
1-3	0.180	0.120	0.588	1.327	－	－	－	1.433	2.323	－	-1.038	←
1-4	0.180	0.180	0.511	1.175	－	－	－	1.176	2.226	－	-2.875	←

（ｂ）シリーズ名；１－Ｃ－１

液状化層厚	12.0m	支持層	C=15tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.863	1.247	－	－	－	1.292	2.274	－	-1.956	←
2-1	0.100	0.083	2.929	3.949	5.305	3.038	後	1.648	4.534	2.584	9.206	○
3-1	0.140	0.117	1.466	2.136	3.368	1.929	前	3.377	2.917	1.646	5.042	○
4-1	0.240	0.200	0.781	1.131	－	－	－	1.110	2.196	－	-3.487	←
5-1	0.300	0.250	0.710	1.032	－	－	－	0.973	2.123	－	-5.017	←
1-2	0.180	0.090	0.981	1.417	－	－	－	1.608	2.375	－	-0.120	←
1-3	0.180	0.120	0.919	1.327	－	－	－	1.433	2.323	－	-1.038	←
1-4	0.180	0.180	0.812	1.175	－	－	－	1.176	2.226	－	-2.875	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

表－4.5.14　安全率の一覧（ブロック⑥）

（ａ）シリーズ名；１－Ｄ－１

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.676	1.247	－	－	－	2.326	4.093	－	-1.956	←
2-1	0.100	0.083	2.374	3.949	40.468	4.144	後	2.966	8.161	4.652	10.733	○
3-1	0.140	0.117	1.248	2.136	31.411	4.224	前	6.079	5.250	3.478	5.915	○
4-1	0.240	0.200	0.607	1.131	－	－	－	1.998	3.952	－	-3.487	←
5-1	0.300	0.250	0.548	1.032	－	－	－	1.752	3.821	－	-5.017	←
1-2	0.180	0.090	0.774	1.417	－	－	－	2.895	4.275	－	-0.120	←
1-3	0.180	0.120	0.722	1.327	－	－	－	2.579	4.182	－	-1.038	←
1-4	0.180	0.180	0.633	1.175	－	－	－	2.118	4.007	－	-2.875	←

（ｂ）シリーズ名；１－Ｄ－２

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.242	1.252	－	－	－	2.326	4.093	－	-1.801	←
2-1	0.100	0.083	2.880	3.712	39.990	3.903	後	1.411	7.621	4.254	10.381	○
3-1	0.140	0.117	1.741	2.022	26.107	3.468	前	5.724	5.202	2.632	5.075	○
4-1	0.240	0.200	1.097	1.137	－	－	－	1.998	3.952	－	-3.937	←
5-1	0.300	0.250	0.969	1.041	－	－	－	1.752	3.821	－	-6.049	←
1-2	0.180	0.090	1.449	1.421	3.512	0.500	前	2.895	4.275	1.676	0.626	○
1-3	0.180	0.120	1.341	1.331	－	－	－	2.579	4.182	－	-0.564	←
1-4	0.180	0.180	1.153	1.181	－	－	－	2.118	4.007	－	-3.075	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

表－4.5.15　安全率の一覧（ブロック⑦）

（ａ）シリーズ名；１－Ｄ－３

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.652	1.224	－	－	－	2.040	3.664	－	-1.731	←
2-1	0.100	0.083	2.292	3.857	35.030	3.587	後	3.220	7.400	4.329	10.872	○
3-1	0.140	0.117	1.195	2.083	29.200	3.926	前	4.686	4.681	2.903	6.118	○
4-1	0.240	0.200	0.590	1.115	－	－	－	1.779	3.542	－	-3.172	←
5-1	0.300	0.250	0.535	1.023	－	－	－	1.577	3.429	－	-4.612	←
1-2	0.180	0.090	0.742	1.381	－	－	－	2.474	3.821	－	-0.003	←
1-3	0.180	0.120	0.695	1.298	－	－	－	2.236	3.740	－	-0.867	←
1-4	0.180	0.180	0.614	1.157	－	－	－	1.875	3.590	－	-2.596	←

（ｂ）シリーズ名；１－Ｄ－４

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.179	1.210	－	－	－	2.040	3.664	－	-1.957	←
2-1	0.100	0.083	2.774	3.597	35.361	3.452	後	1.472	6.980	3.993	10.481	○
3-1	0.140	0.117	1.657	1.950	24.107	3.202	前	4.686	4.681	2.292	5.201	○
4-1	0.240	0.200	1.046	1.105	－	－	－	1.779	3.542	－	-3.971	←
5-1	0.300	0.250	0.928	1.017	－	－	－	1.577	3.429	－	-5.885	←
1-2	0.180	0.090	1.367	1.363	1.881	0.268	前	2.474	3.821	1.509	0.365	○
1-3	0.180	0.120	1.269	1.283	－	－	－	2.236	3.740	－	-0.778	←
1-4	0.180	0.180	1.097	1.145	－	－	－	1.875	3.590	－	-3.161	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

表－4.5.16　安全率の一覧（ブロック⑧）

（a）シリーズ名；1（2）－A－1

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL-2.0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.413	2.645	4.591	3.598	後	5.750	3.233	2.611	8.163	○
2-1	0.100	0.083	3.542	5.402	2.321	1.819	後	0.966	6.032	2.833	11.096	○
3-1	0.140	0.117	2.690	4.265	2.519	1.974	後	1.459	5.015	2.635	10.667	○
4-1	0.240	0.200	0.732	1.561	0.592	0.464	前	1.339	2.516	0.973	1.265	○
5-1	0.300	0.250	0.666	1.420	－	－	－	1.155	2.430	－	-0.004	←
1-2	0.180	0.090	2.073	3.635	3.466	2.716	後	4.151	4.378	3.252	9.127	○
1-3	0.180	0.120	1.734	3.112	3.894	3.052	後	17.815	3.820	2.956	8.700	○
1-4	0.180	0.180	1.091	2.224	3.407	2.670	前	2.019	2.759	1.992	7.183	○

（b）シリーズ名；1（3）－A－1

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL-4.0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	2.525	4.334	1.708	1.298	後	1.567	5.143	2.607	12.142	○
2-1	0.100	0.083	4.353	6.709	1.401	1.065	後	0.741	8.140	2.650	12.862	○
3-1	0.140	0.117	3.463	5.483	1.494	1.135	後	0.925	6.650	2.858	12.664	○
4-1	0.240	0.200	1.248	2.527	4.234	3.217	前	2.883	3.158	3.686	7.876	○
5-1	0.300	0.250	0.836	2.006	2.273	1.727	前	1.630	2.846	2.019	5.162	○
1-2	0.180	0.090	3.631	5.933	1.509	1.147	後	0.960	7.143	3.063	12.607	○
1-3	0.180	0.120	3.029	5.045	1.604	1.219	後	1.179	6.071	2.882	12.390	○
1-4	0.180	0.180	2.085	3.740	1.820	1.383	後	2.492	4.312	2.324	11.848	○

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では"－"としている。

・"端趾圧"欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・"合力の作用位置（d）"の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

表－4.5.17　安全率の一覧（ブロック⑨）

（a）シリーズ名；2－A－1

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.991	0.644	－	－	－	2.469	6.070	－	-2.942	←
2-1	0.100	0.083	2.711	2.486	7.884	7.220	前	17.608	12.631	5.502	2.015	○
3-1	0.140	0.117	1.141	0.913	－	－	－	2.872	6.400	－	-1.108	←
4-1	0.240	0.200	0.934	0.605	－	－	－	2.290	5.905	－	-3.323	←
5-1	0.300	0.250	0.883	0.570	－	－	－	2.135	5.749	－	-3.704	←
1-2	0.180	0.090	1.066	0.695	－	－	－	2.726	6.280	－	-2.486	←
1-3	0.180	0.120	1.027	0.668	－	－	－	2.591	6.173	－	-2.714	←
1-4	0.180	0.180	0.956	0.620	－	－	－	2.358	5.970	－	-3.171	←

（b）シリーズ名；2－A－2

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.538	0.725	－	－	－	2.469	6.070	－	-4.628	←
2-1	0.100	0.083	2.745	2.087	2.140	1.904	前	2.491	9.929	3.342	0.760	○
3-1	0.140	0.117	1.649	0.888	－	－	－	2.872	6.400	－	-3.326	←
4-1	0.240	0.200	1.588	0.696	－	－	－	2.290	5.905	－	-5.090	←
5-1	0.300	0.250	1.467	0.653	－	－	－	2.135	5.749	－	-5.609	←
1-2	0.180	0.090	1.633	0.780	－	－	－	2.726	6.280	－	-4.024	←
1-3	0.180	0.120	1.584	0.752	－	－	－	2.591	6.173	－	-4.326	←
1-4	0.180	0.180	1.494	0.700	－	－	－	2.358	5.970	－	-4.930	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（d）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

表－4.5.18　安全率の一覧（ブロック⑩）

（ａ）シリーズ名；２－Ａ－３

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.839	0.834	－	－	－	1.992	5.017	－	-1.083	←
2-1	0.100	0.083	2.334	2.715	6.260	5.733	前	18.152	13.468	4.212	2.348	○
3-1	0.140	0.117	0.963	1.099	0.232	0.213	前	2.265	5.277	1.711	0.103	○
4-1	0.240	0.200	0.789	0.779	－	－	－	1.853	4.854	－	-1.404	←
5-1	0.300	0.250	0.745	0.729	－	－	－	1.733	4.702	－	-1.725	←
1-2	0.180	0.090	0.904	0.911	－	－	－	2.188	5.226	－	-0.698	←
1-3	0.180	0.120	0.870	0.871	－	－	－	2.086	5.119	－	-0.891	←
1-4	0.180	0.180	0.808	0.800	－	－	－	1.906	4.918	－	-1.276	←

（ｂ）シリーズ名；２－Ａ－４

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.440	0.757	－	－	－	1.992	5.017	－	-2.975	←
2-1	0.100	0.083	2.437	2.057	2.403	2.138	前	2.971	8.553	3.076	1.285	○
3-1	0.140	0.117	1.431	0.901	－	－	－	2.265	5.277	－	-1.960	←
4-1	0.240	0.200	1.419	0.726	－	－	－	1.853	4.854	－	-3.281	←
5-1	0.300	0.250	1.264	0.669	－	－	－	1.733	4.702	－	-3.796	←
1-2	0.180	0.090	1.422	0.806	－	－	－	2.188	5.226	－	-2.476	←
1-3	0.180	0.120	1.378	0.775	－	－	－	2.086	5.119	－	-2.739	←
1-4	0.180	0.180	1.372	0.726	－	－	－	1.906	4.918	－	-3.243	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

表－4.5.19　安全率の一覧（ブロック⑪）

（a）シリーズ名；3－A－1

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.603	1.095	－	－	－	0.637	0.966	－	-9.385	←
2-1	0.100	0.083	2.713	3.737	1.454	1.054	後	0.488	1.892	1.159	15.600	○
3-1	0.140	0.117	1.583	2.388	3.100	2.247	後	2.724	1.459	1.263	11.142	○
4-1	0.240	0.200	0.536	0.986	－	－	－	0.533	0.930	－	-12.978	←
5-1	0.300	0.250	0.479	0.894	－	－	－	0.459	0.896	－	-16.570	←
1-2	0.180	0.090	0.698	1.254	－	－	－	0.830	1.014	－	-5.075	←
1-3	0.180	0.120	0.648	1.170	－	－	－	0.721	0.990	－	-7.230	←
1-4	0.180	0.180	0.562	1.027	－	－	－	0.570	0.944	－	-11.541	←

（b）シリーズ名；3－A－2

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/m²	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.827	1.024	－	－	－	0.637	0.966	－	-11.579	←
2-1	0.100	0.083	2.551	3.480	1.388	0.983	後	0.446	1.740	1.275	15.679	○
3-1	0.140	0.117	1.567	2.204	2.995	2.121	前	1.899	1.370	1.315	9.942	○
4-1	0.240	0.200	0.737	0.921	－	－	－	0.533	0.930	－	-15.743	←
5-1	0.300	0.250	0.613	0.828	－	－	－	0.397	0.751	－	-20.208	←
1-2	0.180	0.090	0.952	1.173	－	－	－	0.830	1.014	－	-6.616	←
1-3	0.180	0.120	0.887	1.094	－	－	－	0.721	0.990	－	-9.095	←
1-4	0.180	0.180	0.772	0.960	－	－	－	0.570	0.944	－	-14.072	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では"－"としている。

・"端趾圧"欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・"合力の作用位置（d）"の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

表－4.5.20　安全率の一覧（ブロック⑫）

（ａ）シリーズ名；３－Ａ－３

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.569	1.053	－	－	－	0.573	0.892	－	-9.944	←
2-1	0.100	0.083	2.597	3.619	1.312	0.951	後	0.507	1.768	1.104	15.782	○
3-1	0.140	0.117	1.502	2.306	2.762	2.002	後	3.965	1.348	1.168	11.337	○
4-1	0.240	0.200	0.508	0.952	－	－	－	0.487	0.860	－	-13.373	←
5-1	0.300	0.250	0.455	0.867	－	－	－	0.424	0.830	－	-16.802	←
1-2	0.180	0.090	0.655	1.198	－	－	－	0.726	0.934	－	-5.828	←
1-3	0.180	0.120	0.610	1.121	－	－	－	0.640	0.912	－	-7.886	←
1-4	0.180	0.180	0.531	0.991	－	－	－	0.518	0.872	－	-12.001	←

（ｂ）シリーズ名；３－Ａ－４

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法内	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	0.779	0.982	－	－	－	0.573	0.892	－	-12.423	←
2-1	0.100	0.083	2.433	3.366	1.239	0.878	後	0.466	1.617	1.214	15.947	○
3-1	0.140	0.117	1.484	2.124	2.988	2.116	前	2.583	1.262	1.167	10.182	○
4-1	0.240	0.200	0.692	0.887	－	－	－	0.483	0.809	－	-16.441	←
5-1	0.300	0.250	0.665	0.812	－	－	－	0.424	0.830	－	-20.113	←
1-2	0.180	0.090	0.894	1.118	－	－	－	0.726	0.934	－	-7.663	←
1-3	0.180	0.120	0.834	1.047	－	－	－	0.640	0.912	－	-10.039	←
1-4	0.180	0.180	0.727	0.923	－	－	－	0.518	0.872	－	-14.822	←

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；ｄ」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（ｄ）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（０＜ｄ＜Ｂ）
　←：改良体の左側にあるとき　（ｄ≦０）
　→：改良体の右側にあるとき　（ｄ≧Ｂ）

（Ｂ；改良体の幅）

q_{a0} ； 許容支持力度（比較用）（tf/㎡）

α, β ； 基礎底面の形状係数　　c ； 基礎底面の粘着力（tf/㎡）

D_f ； 有効根入れ深さ（m）　　B ； 改良幅（m）

γ_1, γ_2 ； 単位体積重量（tf/㎥）

N_c, $N\gamma$, N_q ； 支持力係数

次に、このq_{a0}と端趾圧q_{max}との比を求め、支持力の安全率（端趾圧比）とした。

$F_S = q_{a0} / q_{max}$ ； 図化用の支持力安全率

・支持力係数は以下の値を使用している。

粘性土支持層 ： $N_C=5.1$, $N\gamma=0.0$, $N_q=1.0$

砂質土支持層 ：

① 支持層上層が完全液状化層；支持層の内部摩擦角$\phi_B=40°$

$N_C=0.0$, $N\gamma=85.0$, $N_q=1.0$

② 支持層上層が準液状化層；上層の低減された内部摩擦角$\phi'=28°$（設計震度区分２－１）

$N_C=0.0$, $N\gamma=85.0$, $N_q=24.0$

③ 支持層上層が準液状化層；上層の低減された内部摩擦角$\phi'=17°$（設計震度区分３－１）

$N_C=0.0$, $N\gamma=85.0$, $N_q=4.6$

【端趾圧安全率の計算方法】

・端趾圧q_{max}と一軸圧縮強さq_{ua}との比を求め、端趾圧の安全率（設計強度化）とした。

$F_S = q_{ua} / q_{max}$ ； 図化用の端趾圧安全率

【水平せん断】

・水平せん断応力（改良体全体のせん断破壊）とせん断強さτ_aとの比を求め、水平せん断の安全率（設計強度比）とした。

$F_1 = \tau_a / \tau_1$ ；図化用の改良体全体の水平せん断安全率

τ_a ； せん断強さ（tf/㎡）

τ_1 ； 改良体の水平せん断応力（tf/㎡）

【抜け出し】

・水平せん断応力（格子改良壁の抜け出し）とせん断強さτ_aとの比を求め、抜け出しの安全率（設計強度比）とした。

$F_2 = \tau_a / \tau_2$ ；図化用の改良壁抜け出し水平せん断安全率

τ_a ； せん断強さ（tf/㎡）

τ_2 ； 格子改良壁の水平せん断応力（tf/㎡）

【鉛直せん断】

・鉛直せん断応力とせん断強さτ_aとの比を求め、鉛直せん断の安全率（設計強度比）とした。

$F_V = \tau_a / \tau_v$ ；図化用の鉛直せん断安全率

τ_a ； せん断強さ（tf/㎡）

τ_v　　；　鉛直せん断応力（tf/㎡）

1)　各破壊モード間の安全率について

例えば図－4.5.3は、外部安定と内部安定に関するそれぞれの照査項目と安全率の関係を示したもので、この図より以下の事項が言える。

・外部安定においては、滑動と支持力が厳しくなる場合が多い。

・外部安定においては、転倒の安全率が最も大きい。

・内部安定では、抜け出しせん断の安全率が大きい。

・内部安定では、水平せん断が厳しい。

・内部安定で改良地盤の底面反力が計算された場合は、端趾圧が厳しいケースが多い。

2)　改良仕様と安全率の関係について

例えば図－4.5.4は、改良仕様（改良率、根入れの有無、上部構造物との位置関係）に関して外部安定と内部安定の安全率を示したもので、この図より以下の事項が言える。

・滑動においては、根入れのある方が無い方に比べて安全率は大きい。

・転倒においては、根入れのある方が無い方に比べて安全率は逆に小さい。

・滑動、転倒、支持力においては、改良位置が法尻の方が法内よりも安全率は大きい。

・支持力においては、根入れのある方が無い方に比べて安全率は小さい場合がある。

・改良率が小さいと、内部安定（端趾圧、水平せん断、抜け出しせん断、鉛直せん断）は厳しい。

3)　設計震度と安全率の関係について

例えば図－4.5.5は、外部安定の各照査項目に関して設計震度と安全率の関係を示したもので、この図より以下の事項が言える。

・設計震度が大きくなると、かつKH1/KH2 の比が大きくなると、滑動、転倒、支持力の安全率は小さくなる。

・設計震度が大きくなり、かつKH1/KH2 の比が大きくなっても、液状化対象層に占める非液状化部分の割合が大きくなると、支持力の安全率は逆に小さくなる。

4)　準液状化状態での液圧と土圧の比較について

図－4.5.6は、土圧方式と液圧方式の比較を各設計震度に対して検討したもので、この図より以下の事項が言える。

・主働側では土圧の方が液圧よりも大きい。一方、受働側では液圧の方が土圧よりも大きい。

②　掘割構造物

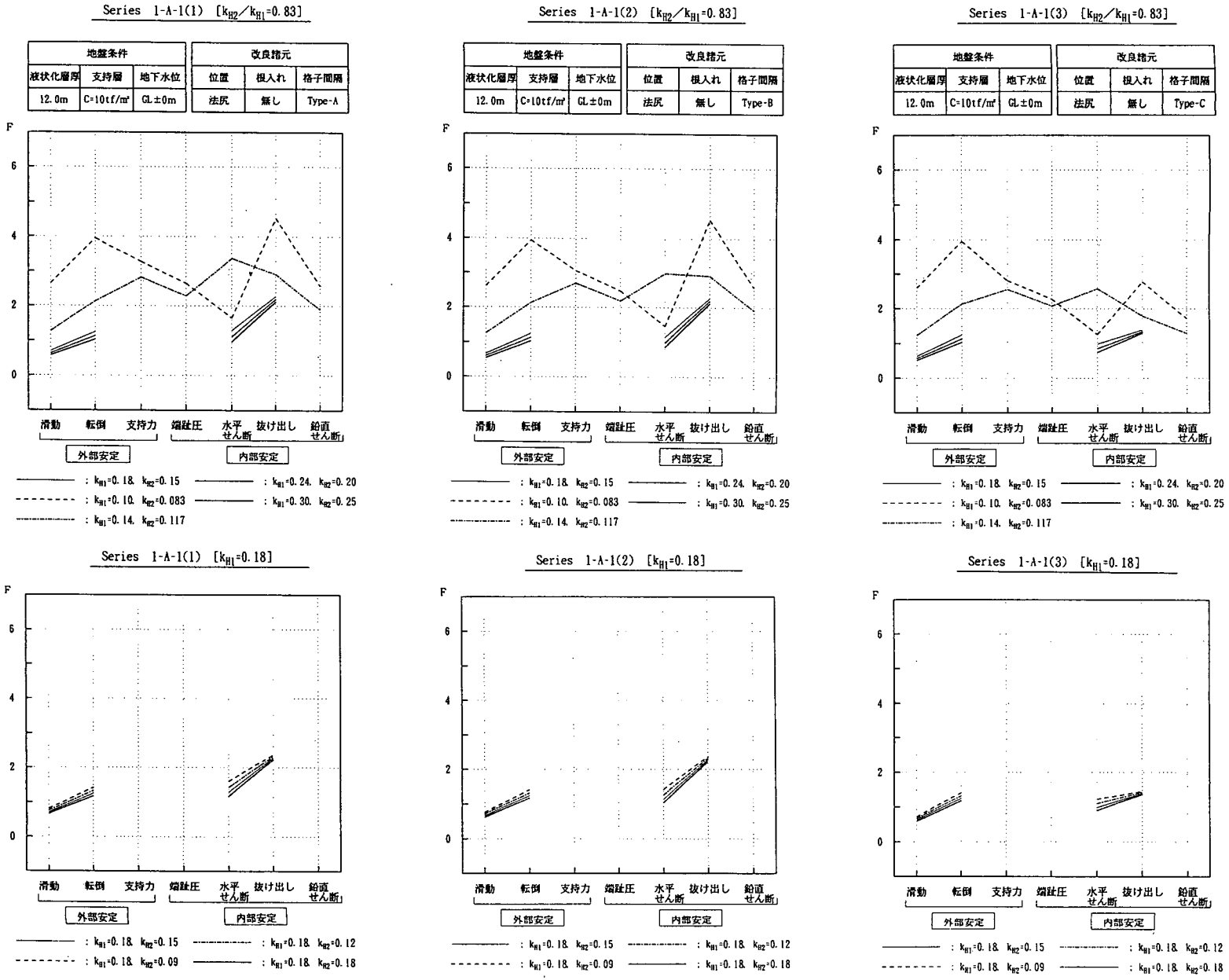
表－4.5.21～4.5.28に計算結果の一覧を示す。結果を検討する際に注意すべき事項は以下に示す通りである。

〔表記について〕

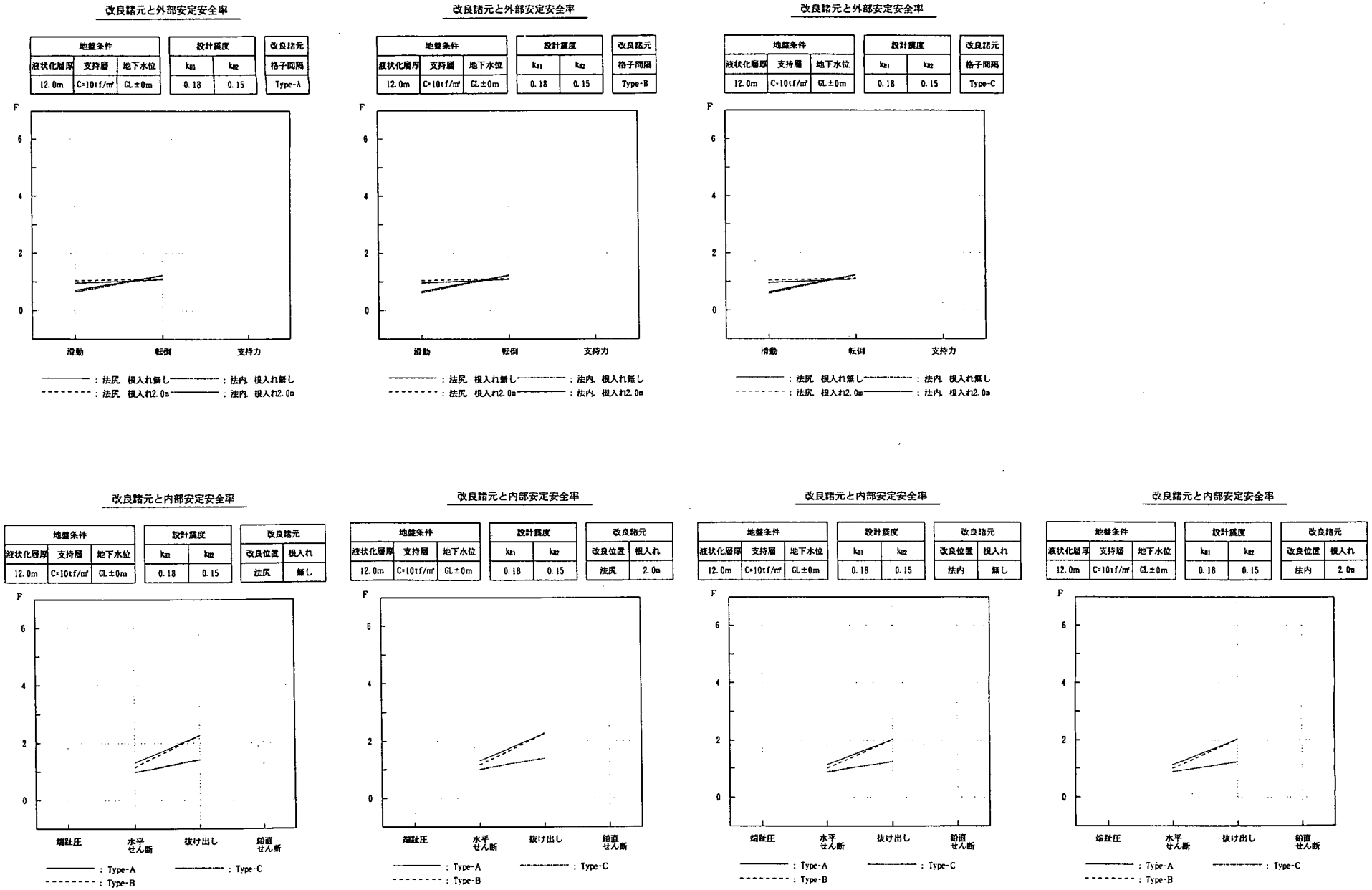
・一覧表の「滑動」、「転倒」、「全体の滑動」はすべて安全率として表示した。

〔安定計算の基準値〕

・基準安全率は以下のように設定した。



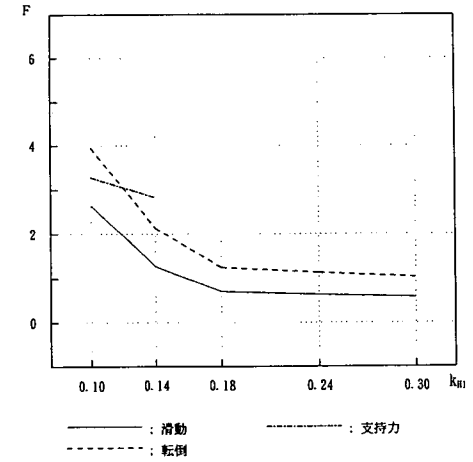
図－4.5.3　安全率の一覧（盛土；ブロック①）



図－4.5.4　安全率の一覧（盛土；ブロック①～④；設計震度区分１－１）

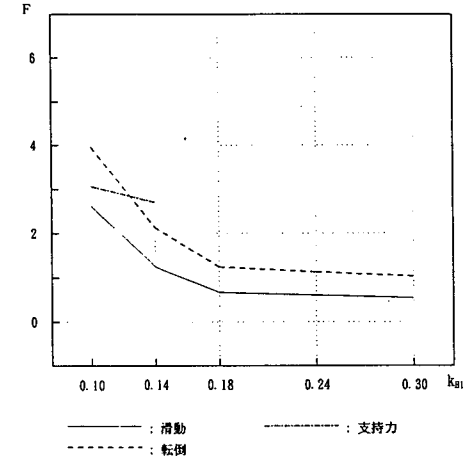
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.83	法尻	無し	Type-A



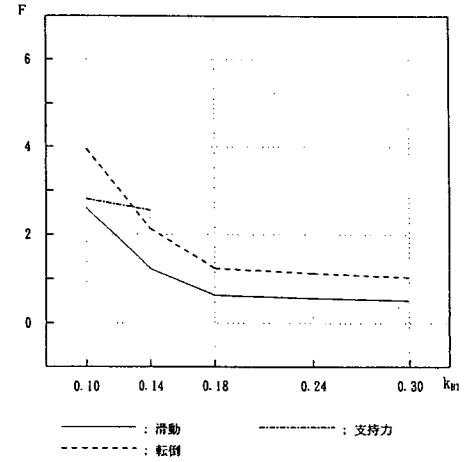
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.83	法尻	無し	Type-B



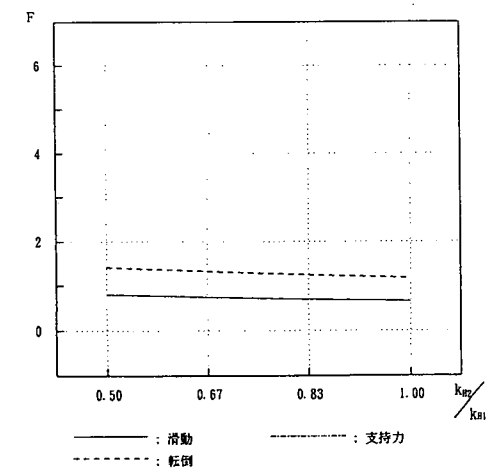
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.83	法尻	無し	Type-C



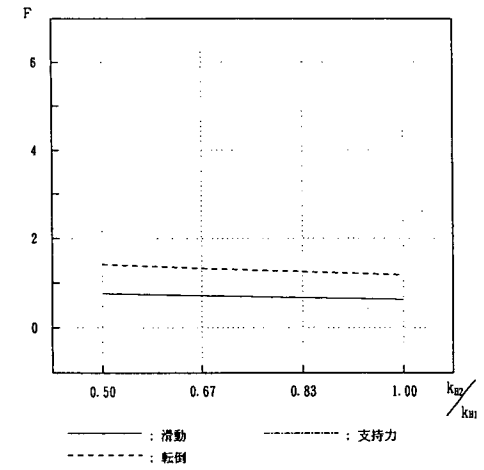
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	法尻	無し	Type-A



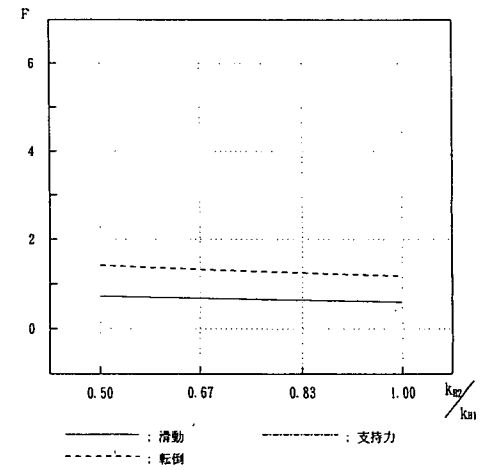
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	法尻	無し	Type-B

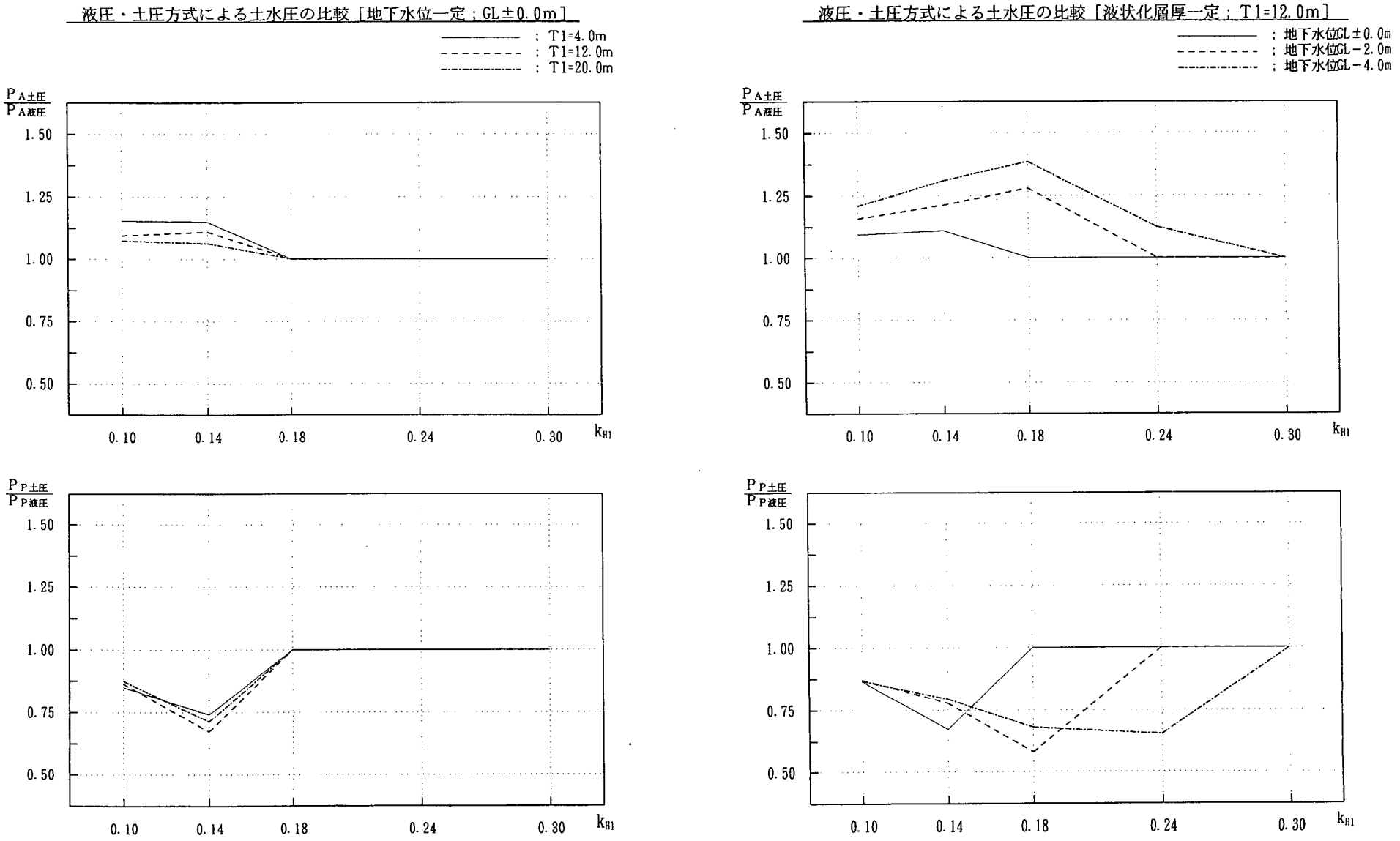


設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	法尻	無し	Type-C



図－4.5.5　安全率の一覧（盛土；ブロック①）



図−4.5.6　液圧及び土圧方式による土・水圧の比較（盛土の場合）

表－4.5.21　計算結果の一覧（ブロック①）

（a）シリーズ名；1－1

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	6.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.923	2.159	1.080
2-1	0.100	0.083	5.820	6.680	3.456
3-1	0.300	0.250	1.487	1.553	0.818
1-2	0.180	0.090	2.285	2.728	1.313
1-3	0.180	0.180	1.775	1.943	0.988

（b）シリーズ名；1－2

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.799	2.107	0.891
2-1	0.100	0.083	5.872	6.943	3.290
3-1	0.300	0.250	1.439	1.598	0.686
1-2	0.180	0.090	2.073	2.522	1.062
1-3	0.180	0.180	1.680	1.934	0.821

（c）シリーズ名；1－3

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	8/3(24m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.850	2.134	0.808
2-1	0.100	0.083	5.963	6.979	3.186
3-1	0.300	0.250	1.474	1.615	0.601
1-2	0.180	0.090	2.137	2.558	0.992
1-3	0.180	0.180	1.725	1.958	0.736

表－4.5.22　計算結果の一覧（ブロック②）

（a）シリーズ名；1－4

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.990	1.874	1.565
2-1	0.100	0.083	4.578	5.852	3.482
3-1	0.300	0.250	1.698	1.476	1.291
1-2	0.180	0.090	2.199	2.182	1.808
1-3	0.180	0.180	1.895	1.741	1.464

（b）シリーズ名；1－5

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	8/3(24m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	2.040	1.906	1.847
2-1	0.100	0.083	4.655	5.898	3.852
3-1	0.300	0.250	1.737	1.497	1.474
1-2	0.180	0.090	2.258	2.224	2.194
1-3	0.180	0.180	1.942	1.770	1.709

表－4.5.23　計算結果の一覧（ブロック③）

（a）シリーズ名；1－6

液状化層厚	12.0m	支持層	C= 5tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.618	2.107	0.742
2-1	0.100	0.083	5.618	6.943	3.051
3-1	0.300	0.250	1.281	1.598	0.563
1-2	0.180	0.090	1.874	2.522	0.891
1-3	0.180	0.180	1.507	1.934	0.681

（b）シリーズ名；1－7

液状化層厚	12.0m	支持層	C=15tf/m²	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.981	2.107	1.041
2-1	0.100	0.083	6.126	6.943	3.530
3-1	0.300	0.250	1.596	1.598	0.809
1-2	0.180	0.090	2.272	2.522	1.234
1-3	0.180	0.180	1.854	1.934	0.962

表－4.5.24　計算結果の一覧（ブロック④）

（a）シリーズ名；1－8

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	6.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.863	2.159	1.029
2-1	0.100	0.083	4.808	6.680	2.496
3-1	0.300	0.250	1.437	1.553	0.777
1-2	0.180	0.090	2.216	2.728	1.253
1-3	0.180	0.180	1.718	1.943	0.941

（b）シリーズ名；1－9

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	無し
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.765	2.107	0.863
2-1	0.100	0.083	4.809	6.943	2.289
3-1	0.300	0.250	1.409	1.598	0.663
1-2	0.180	0.090	2.036	2.522	1.030
1-3	0.180	0.180	1.648	1.934	0.795

（c）シリーズ名；1－10

液状化層厚	12.0m	支持層	φ=40°	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	2.540	2.136	1.425
2-1	0.100	0.083	4.931	6.285	2.681
3-1	0.300	0.250	1.947	1.634	1.073
1-2	0.180	0.090	2.959	2.523	1.713
1-3	0.180	0.180	2.350	1.969	1.306

表－4.5.25　計算結果の一覧（ブロック⑤）

（a）シリーズ名；1－11

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL-2.0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	6.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	3.191	3.495	1.945
2-1	0.100	0.083	6.986	7.311	4.575
3-1	0.300	0.250	1.664	1.845	0.926
1-2	0.180	0.090	4.285	4.729	2.851
1-3	0.180	0.180	2.497	2.777	1.518

（b）シリーズ名；1－12

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL-2.0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	3.228	3.564	1.825
2-1	0.100	0.083	7.145	7.516	4.503
3-1	0.300	0.250	1.647	1.893	0.804
1-2	0.180	0.090	4.229	4.654	2.659
1-3	0.180	0.180	2.506	2.803	1.399

表－4.5.26　計算結果の一覧（ブロック⑥）

（a）シリーズ名；1－13

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL-4.0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	6.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	5.255	5.295	3.211
2-1	0.100	0.083	8.053	7.771	5.630
3-1	0.300	0.250	2.066	2.503	1.129
1-2	0.180	0.090	6.875	6.845	4.727
1-3	0.180	0.180	4.536	4.643	2.650

（b）シリーズ名；1－14

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL-4.0m	掘割幅と高さ	4/3(12m/9m)	改良幅	3.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	5.604	5.635	3.254
2-1	0.100	0.083	8.317	7.930	5.670
3-1	0.300	0.250	2.124	2.660	1.031
1-2	0.180	0.090	7.077	6.962	4.710
1-3	0.180	0.180	4.891	5.016	2.683

表－4.5.27　計算結果の一覧（ブロック⑦）

（a）シリーズ名；2－1

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0.0m	掘割幅と高さ	4/3(4m/3m)	改良幅	2.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	2.665	1.982	1.987
2-1	0.100	0.083	6.630	6.221	5.051
3-1	0.300	0.250	2.183	1.452	1.503
1-2	0.180	0.090	3.043	2.461	2.438
1-3	0.180	0.180	2.504	1.795	1.815

（b）シリーズ名；2－2

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0.0m	掘割幅と高さ	4/3(4m/3m)	改良幅	1.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	2.050	1.896	1.355
2-1	0.100	0.083	5.856	6.365	4.156
3-1	0.300	0.250	1.722	1.462	1.038
1-2	0.180	0.090	2.288	2.239	1.636
1-3	0.180	0.180	1.944	1.750	1.244

（c）シリーズ名；2－3

液状化層厚	4.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0.0m	掘割幅と高さ	4/3(4m/3m)	改良幅	1.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	2.987	2.152	3.132
2-1	0.100	0.083	4.392	4.604	4.864
3-1	0.300	0.250	2.763	1.871	2.587
1-2	0.180	0.090	3.135	2.349	3.577
1-3	0.180	0.180	2.917	2.062	2.947

表－4.5.28　計算結果の一覧（ブロック⑧）

（ａ）シリーズ名；３－１

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0.0m	掘割幅と高さ	4/3(20m/15m)	改良幅	10.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.767	2.210	0.885
2-1	0.100	0.083	5.756	6.874	3.144
3-1	0.300	0.250	1.337	1.581	0.667
1-2	0.180	0.090	2.130	2.807	1.076
1-3	0.180	0.180	1.619	1.985	0.810

（ｂ）シリーズ名；３－２

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	無し
地下水位	GL±0.0m	掘割幅と高さ	4/3(20m/15m)	改良幅	5.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.769	2.170	0.794
2-1	0.100	0.083	6.014	7.182	3.142
3-1	0.300	0.250	1.391	1.638	0.611
1-2	0.180	0.090	2.060	2.608	0.943
1-3	0.180	0.180	1.643	1.989	0.732

（ｃ）シリーズ名；３－３

液状化層厚	20.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0.0m	掘割幅と高さ	4/3(20m/15m)	改良幅	5.0m

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	全体の滑動
1-1	0.180	0.150	1.838	1.981	1.225
2-1	0.100	0.083	5.005	6.480	3.348
3-1	0.300	0.250	1.513	1.525	0.963
1-2	0.180	0.090	2.077	2.345	1.440
1-3	0.180	0.180	1.732	1.828	1.136

支持層が粘性土の場合の安全率　　転倒　1.1　滑動　1.0　全体の滑動　1.0

支持層が砂質土の場合の安全率　　転倒　1.1　滑動　1.0　全体の滑動　1.0

1)　各破壊モード間の安全率について

例えば図－4.5.7は、外部安定に関する照査項目と安全率の関係を示したもので、この図より以下の事項が言える。

・外部安定においては、全体の滑動が厳しい。ただし、液状化層厚が4.0mとなると滑動が厳しくなる。

・外部安定においては、転倒の安全率が最も大きい。

2)　改良仕様と安全率の関係について

例えば図－4.5.8は、改良仕様（改良幅、根入れの有無）に関して外部安定の安全率を示したもので、この図より以下の事項が言える。

・全体の滑動においては、根入れのある方が無い方に比べて安全率は大きい。

・滑動、転倒において、根入れのある方が無い方に比べて安全率は逆に小さい場合がある。

3)　設計震度と安全率の関係について

例えば図－4.5.9は、外部安定の各照査項目に関して設計震度と安全率の関係を示したもので、この図より以下の事項が言える。

・設計震度が大きくなると、かつKH1/KH2 の比が大きくなると、滑動、転倒、全体の滑動の安全率は小さくなる。

4)　準液状化状態での液圧と土圧の比較について

図－4.5.10は、土圧方式と液圧方式の比較を各設計震度に対して検討したもので、この図より以下の事項が言える。

・主働側では土圧の方が液圧よりも大きい。一方、受働側では液圧の方が土圧よりも大きい。

(4)　考　察

前述したパラメータスタディの結果より、現行設計法に関する問題点、矛盾（と思われる）点、不合理事項を幾つかピックアップして解説を加え、議論するものとする。

①　根入れのある方が無い方に比べて安全率が小さくなる点について

盛土構造物の場合、転倒において上記の現象が起こったが、この理由は以下の点にあると考えられる。

・根入れのあることにより改良地盤の縦横比が根入れの無い場合に比べて大きくなり、その結果転倒し易くなった。

・根入れ部分では、水平力は主働側よりも受働側の方で大きいが、全体のモーメントはアーム長の関係から主働側の方が受働側よりも大きくなる。

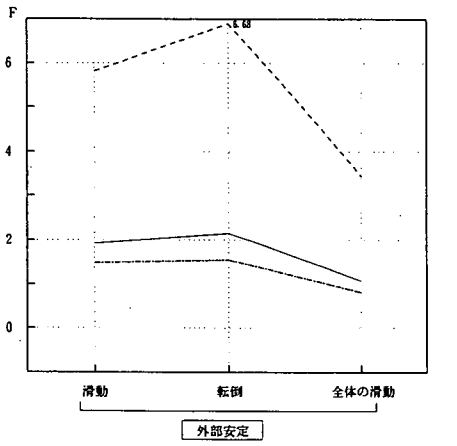
・改良地盤の設計法は剛体仮定に基づいて構築されており、このような現象が起こるのは避けられない。

掘割構造物の場合も同様な結果となるケースがあるが、理由は盛土と同じと考えている。

②　改良地盤の幅を増加させても、滑動や転倒の安全率がそれ程大きくならない点について

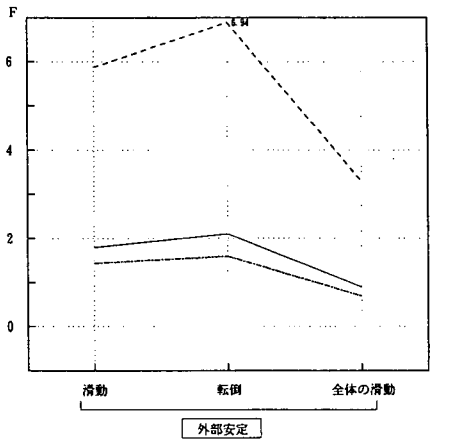
Series 1-01 [k_{H2}/k_{H1}=0.83]

地盤条件			改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	6.0m	無し	4/3(12m/9m)



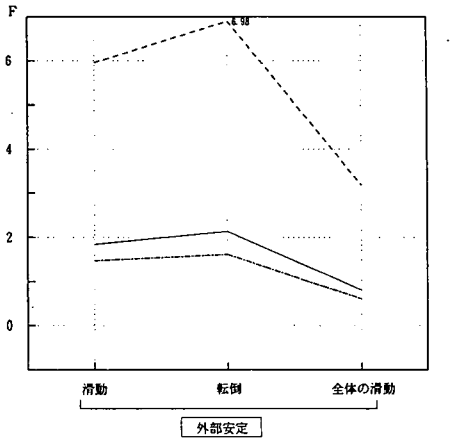
Series 1-02 [k_{H2}/k_{H1}=0.83]

地盤条件			改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	3.0m	無し	4/3(12m/9m)

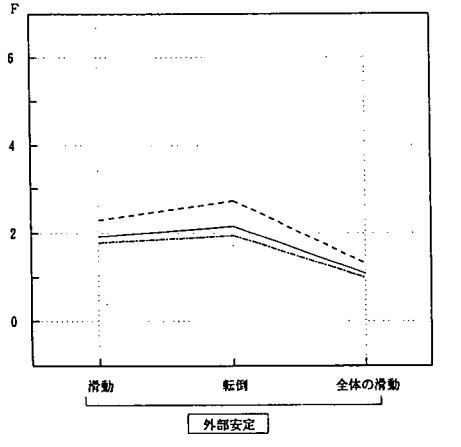


Series 1-03 [k_{H2}/k_{H1}=0.83]

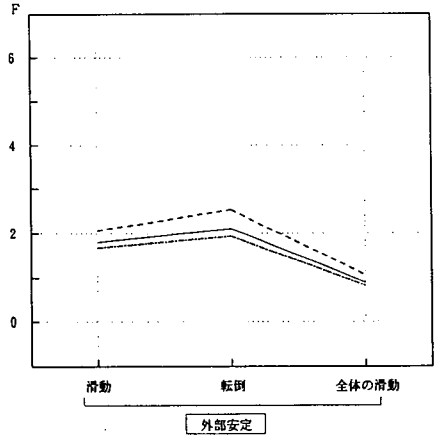
地盤条件			改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	3.0m	無し	8/3(24m/9m)



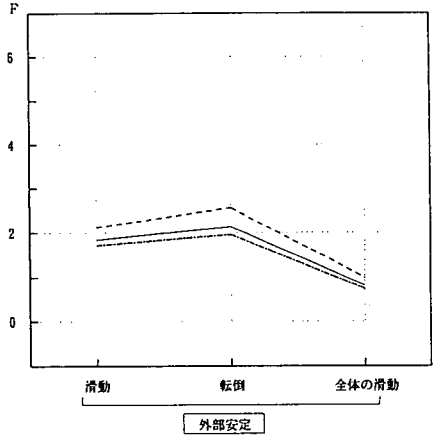
Series 1-01 [k_{H1}=0.18]



Series 1-02 [k_{H1}=0.18]



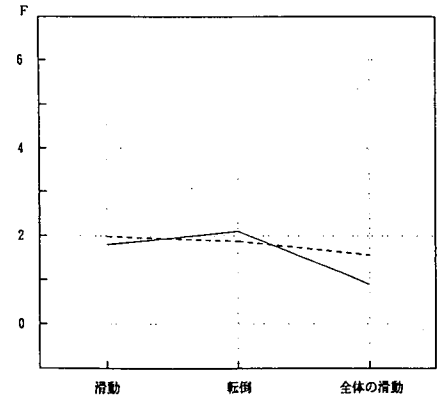
Series 1-03 [k_{H1}=0.18]



図－4.5.7　安全率の一覧（掘割；ブロック①）

改良諸元と外部安定安全率

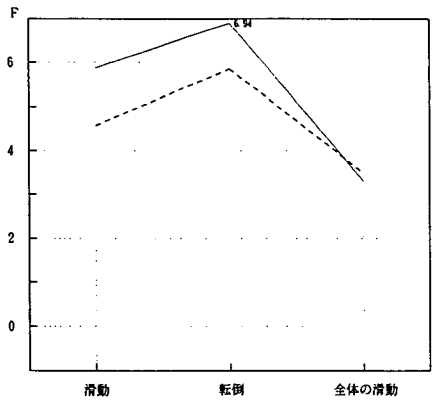
地盤条件			設計震度		改良諸元	
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{h1}	k_{h2}	改良幅	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	0.15	3.0m	4/3(12m/9m)



：根入れ無し
：根入れ2.0m

改良諸元と外部安定安全率

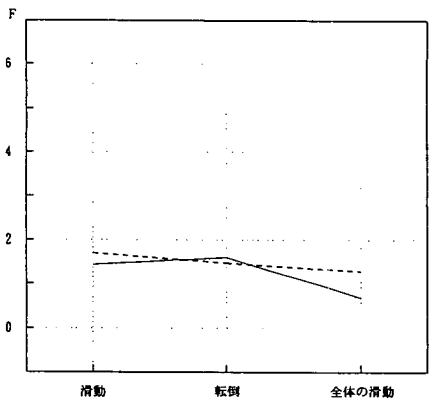
地盤条件			設計震度		改良諸元	
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{h1}	k_{h2}	改良幅	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.10	0.083	3.0m	4/3(12m/9m)



：根入れ無し
：根入れ2.0m

改良諸元と外部安定安全率

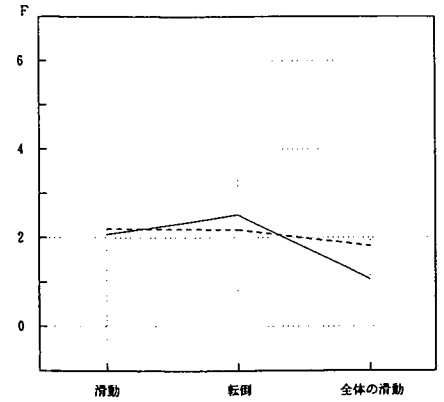
地盤条件			設計震度		改良諸元	
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{h1}	k_{h2}	改良幅	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.30	0.25	3.0m	4/3(12m/9m)



：根入れ無し
：根入れ2.0m

改良諸元と外部安定安全率

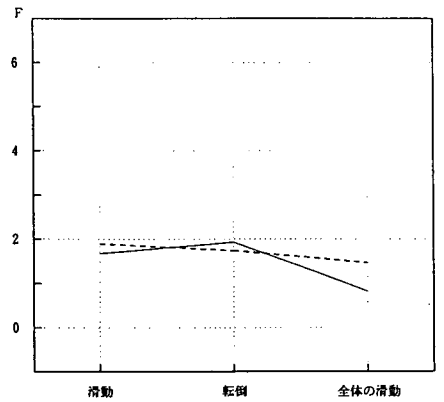
地盤条件			設計震度		改良諸元	
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{h1}	k_{h2}	改良幅	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	0.09	3.0m	4/3(12m/9m)



：根入れ無し
：根入れ2.0m

改良諸元と外部安定安全率

地盤条件			設計震度		改良諸元	
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{h1}	k_{h2}	改良幅	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	0.18	3.0m	4/3(12m/9m)

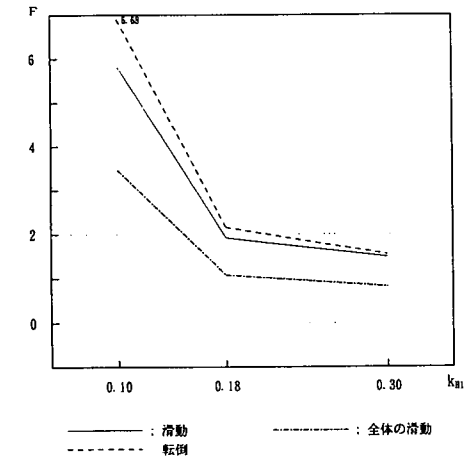


：根入れ無し
：根入れ2.0m

図－4.5.8　安全率の一覧（掘割；シリーズ１－２，１－４）

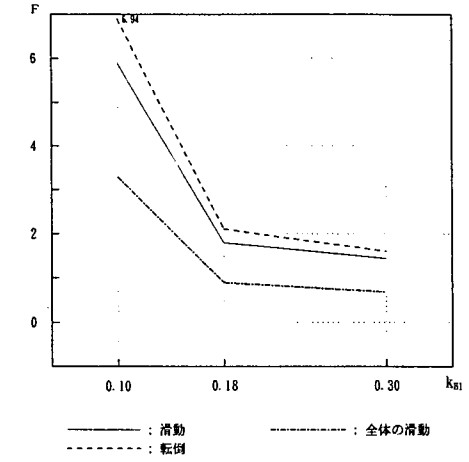
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.83	6.0m	無し	4/3(12m/9m)



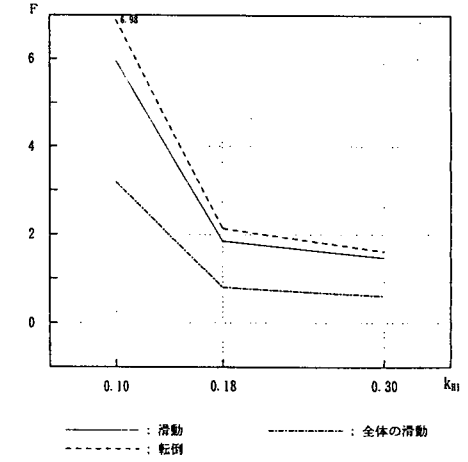
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.83	3.0m	無し	4/3(12m/9m)



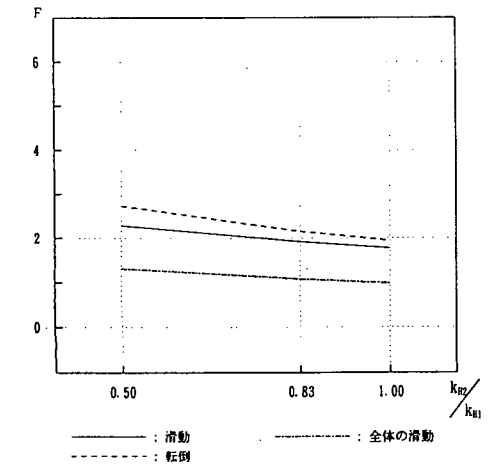
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.83	3.0m	無し	8/3(24m/9m)



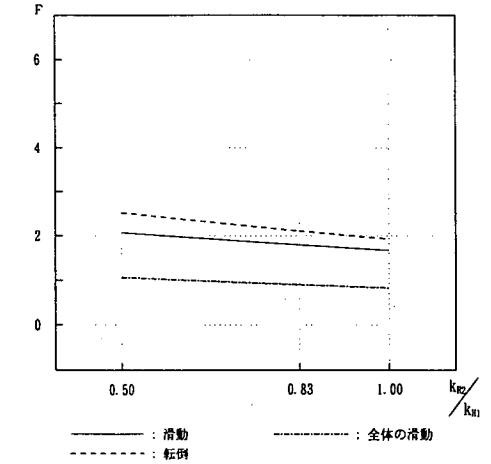
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	6.0m	無し	4/3(12m/9m)



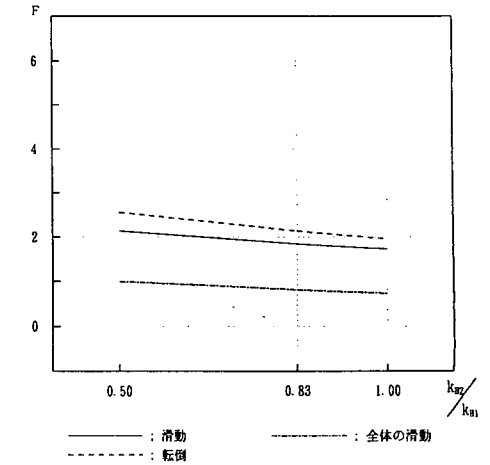
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	3.0m	無し	4/3(12m/9m)

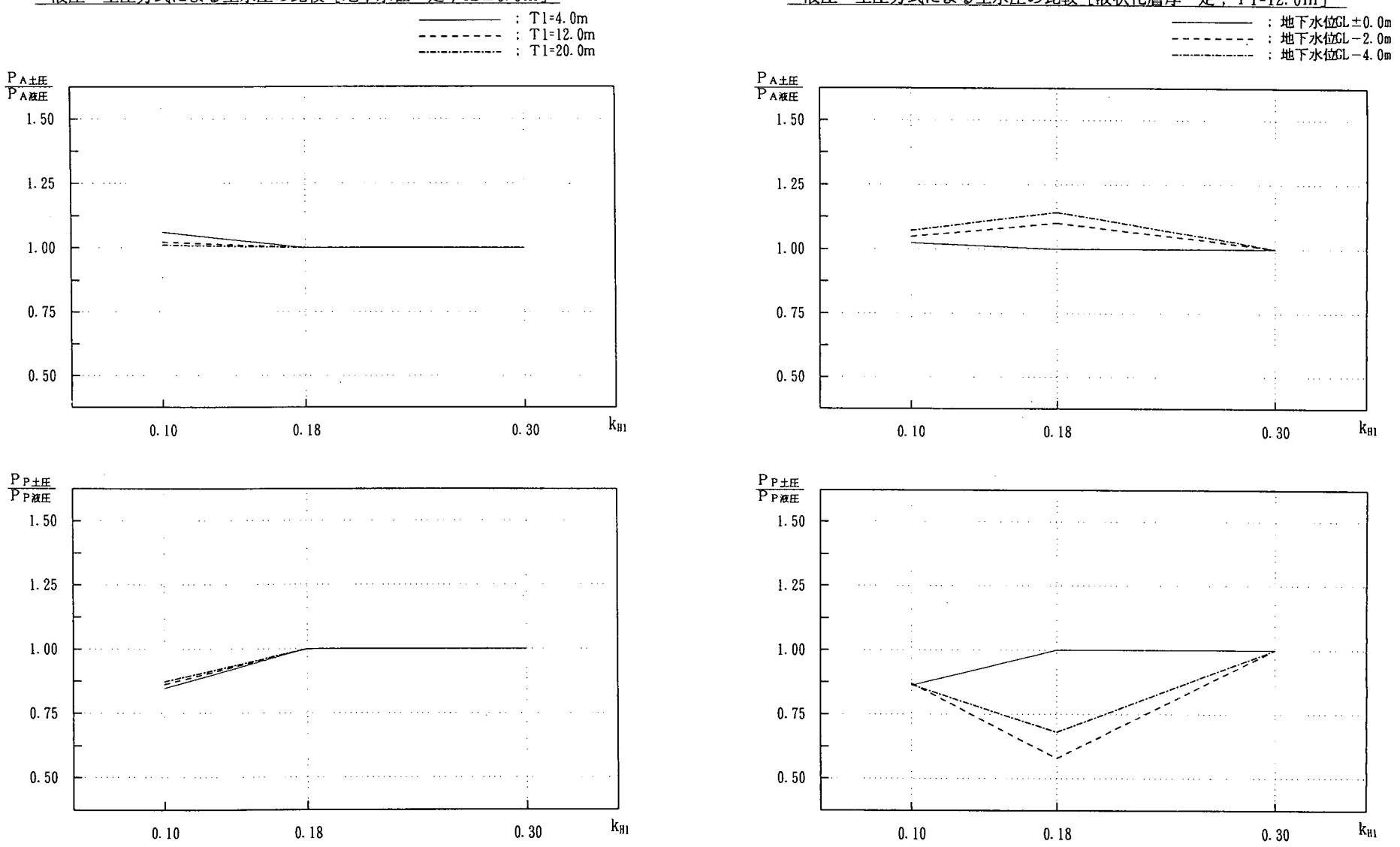


設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良諸元		構造物条件
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良幅	根入れ	L／H
12.0m	C=10tf/m²	GL±0m	0.18	3.0m	無し	8/3(24m/9m)



図－4.5.9　安全率の一覧（掘割；ブロック①）



図－4.5.10　液圧及び土圧方式による土・水圧の比較（掘割の場合）

掘割構造物の場合、滑動と転倒において上記の現象が起こったが、この理由は以下の点にあると考えられる。

・改良幅が違っても作用している土・水圧は同じなので、全体の水平力に占める受働土圧の割合が大きいため安全率が上がらない。

・改良幅が違っても作用している土・水圧は同じなので、全体のモーメントに占める受働土圧の割合が大きいため安全率が上がらない。

③ 盛土構造物の場合、法尻改良が法内改良よりも外部安定の安全率が大きくなる点について

・盛土の法面が改良地盤上に位置すると、改良地盤上に載っていない盛土荷重を上載荷重に転換した時にその分だけ上載荷重が大きくなり、結果的に主働土圧が大きくなってしまう。

・盛土の法面が改良地盤上に位置すると、改良地盤の上に載っている盛土荷重の慣性力が増え、結果的に水平力が大きくなってしまう。

④ 盛土構造物の場合、震度と水平せん断安全率の間に余り関連性がない点について

・水平せん断の最大値の評価を絶対値で行っているため、受働側の値が主働側よりも大きいとマイナスの値となるが、この場合でも最大値としてカウントされているからである。

⑤ 盛土構造物の場合、改良地盤の底面反力が計算されないために端趾圧の安全率や支持力の安全率が評価できない点について

表－4.5.10に示したように、ブロック②の区分１－１、１－２、１－３では、滑動と転倒の安全率が基準値を満足しているのに改良地盤の底面反力が計算されていない。この原因として考えられるのが、

1) 準液状化状態で、改良地盤の底面反力を計算する時に使用する受働側土・水圧の発揮割合「ｆ」をどう評価するか

2) 改良地盤の底面反力を計算する時の格子間未改良土の抵抗モーメントとしての評価をどうするか

3) 盛土側地盤では盛土による上載荷重のため液状化が起こり難くなるが、その評価をどうするか

等である。

1)については、このパラメータスタディでは究明できなかったので今後の課題とするが、2)および3)については若干の追加調査を実施したので以下に述べる。

2) 格子間未改良土の抵抗モーメントに対する評価

表－4.5.29に、格子間未改良土の重量によるモーメントを抵抗モーメントとして現状のものに加算して改良地盤の底面反力を計算した例を示す。また、表－4.5.30は、計算結果の数値を安全率として表示し直したものである。

表－4.5.10と表－4.5.30を比較対照することで分かった事項を以下に記す。

・区分１－１、１－２、１－３において、底面反力を計算できるようになった。

・その結果、内部安定の評価（基準値を満足しているか）ができるようになった。

・つまり、外部安定では基準値を満足しているのに内部安定的に評価ができなかったケースを評価できるようにした。

・しかし、既に計算されているケース（例えば区分２－１や３－１）での結果の評価に苦しむこと

表－4.5.29　計算結果の一覧（ブロック②）

【合力の作用位置計算時の抵抗モーメントMR2で格子に挟まれた未改良土の抵抗を考慮】

（a）シリーズ名；1－A－2（1）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	支持力 (tf/㎡)	端趾圧 (tf/㎡)		水平せん断 (tf/㎡)	抜け出し (tf/㎡)	鉛直せん断 (tf/㎡)	合力作用位置 (m)	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	46.400	63.727	前	19.348	10.995	17.629	2.101	○
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	46.400	61.328	後	-20.527	5.719	-9.713	13.903	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	46.400	16.432	後	7.403	8.571	6.925	8.636	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	46.400	596.496	前	22.519	11.386	24.354	0.225	○
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	46.400	－	－	25.690	11.778	－	-1.724	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	46.400	31.474	前	15.544	10.526	9.738	4.255	○
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	46.400	42.124	前	17.446	10.760	13.532	3.179	○
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	46.400	134.480	前	21.251	11.230	22.192	0.996	○

（b）シリーズ名；1－A－2（2）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-B

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	支持力 (tf/㎡)	端趾圧 (tf/㎡)		水平せん断 (tf/㎡)	抜け出し (tf/㎡)	鉛直せん断 (tf/㎡)	合力作用位置 (m)	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	46.400	56.425	前	21.852	10.995	13.503	2.373	○
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	46.400	237.048	後	-23.184	5.719	-14.618	15.602	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	46.400	21.768	後	8.361	8.571	6.925	9.634	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	46.400	528.150	前	25.433	11.386	21.564	0.254	○
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	46.400	－	－	29.014	11.778	－	-1.947	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	46.400	27.868	前	17.555	10.526	7.365	4.806	○
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	46.400	37.297	前	19.704	10.760	10.733	3.591	○
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	46.400	119.072	前	24.001	11.230	19.074	1.125	○

（c）シリーズ名；1－A－2（3）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-C

区分	KH1	KH2	滑動	転倒	支持力 (tf/㎡)	端趾圧 (tf/㎡)		水平せん断 (tf/㎡)	抜け出し (tf/㎡)	鉛直せん断 (tf/㎡)	合力作用位置 (m)	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	46.400	48.683	前	25.328	17.899	16.714	2.751	○
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	46.400	－	－	-26.871	9.382	－	17.925	→
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	46.400	29.207	後	9.691	13.952	10.388	10.980	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	46.400	455.676	前	29.478	18.536	27.907	0.294	○
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	46.400	－	－	33.628	19.173	－	-2.257	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	46.400	24.020	前	20.347	17.134	7.233	5.570	○
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	46.400	32.179	前	22.837	17.516	11.752	4.162	○
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	46.400	102.733	前	27.818	18.281	23.652	1.304	○

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では"－"としている。

・"端趾圧"欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・"合力の作用位置（d）"の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

表－4.5.30　計算結果の一覧（ブロック②）

【合力の作用位置計算時の抵抗モーメントMR2で格子に挟まれた未改良土の抵抗を考慮】

（a）シリーズ名；1－A－2（1）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-A

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	0.995	0.785	前	1.292	2.274	1.418	2.101	○
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	1.034	0.815	後	1.218	4.371	2.574	13.903	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	3.858	3.043	後	3.377	2.917	3.610	8.636	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	0.106	0.084	前	1.110	2.196	1.027	0.225	○
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	－	－	－	0.973	2.123	－	-1.724	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	2.014	1.589	前	1.608	2.375	2.567	4.255	○
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	1.505	1.187	前	1.433	2.323	1.847	3.179	○
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	0.471	0.372	前	1.176	2.226	1.127	0.996	○

（b）シリーズ名；1－A－2（2）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-B

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	1.124	0.886	前	1.144	2.274	1.851	2.373	○
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	0.267	0.211	後	1.078	4.371	1.710	15.602	○
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	2.913	2.297	後	2.990	2.917	3.610	9.634	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	0.120	0.095	前	0.983	2.196	1.159	0.254	○
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	－	－	－	0.862	2.123	－	-1.947	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	2.275	1.794	前	1.424	2.375	3.395	4.806	○
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	1.700	1.341	前	1.269	2.323	2.329	3.591	○
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	0.532	0.420	前	1.042	2.226	1.311	1.125	○

（c）シリーズ名；1－A－2（3）

液状化層厚	12.0m	支持層	C=10tf/㎡	根入れ	2.0m
地下水位	GL±0m	改良位置	法尻	格子間隔	Type-C

区分	KH1	KH2	滑動（安全率）	転倒（安全率）	支持力（端趾圧比）	端趾圧（設計強度比）		水平せん断（設計強度比）	抜け出し（設計強度比）	鉛直せん断（設計強度比）	合力作用位置（m）	
1-1	0.180	0.150	1.045	1.118	1.302	1.027	前	0.987	1.397	1.496	2.751	○
2-1	0.100	0.083	2.716	3.485	－	－	－	0.930	2.665	－	17.925	→
3-1	0.140	0.117	1.474	1.858	2.171	1.712	後	2.580	1.792	2.407	10.980	○
4-1	0.240	0.200	0.935	1.011	0.139	0.110	前	0.848	1.349	0.896	0.294	○
5-1	0.300	0.250	0.838	0.920	－	－	－	0.743	1.304	－	-2.257	←
1-2	0.180	0.090	1.201	1.272	2.639	2.082	前	1.229	1.459	3.456	5.570	○
1-3	0.180	0.120	1.119	1.191	1.970	1.554	前	1.095	1.427	2.127	4.162	○
1-4	0.180	0.180	0.977	1.052	0.617	0.487	前	0.899	1.368	1.057	1.304	○

【表記について】

・計算において「合力の作用位置；d」が負もしくは改良幅より大きい値になった場合は、地盤反力及び鉛直せん断の計算は行わないので、表内では“－”としている。

・“端趾圧”欄内の記号は最大端趾圧が得られた位置を示している。
　前：前趾側が大きいとき
　後：後趾側が大きいとき
　－：合力の作用位置が改良体内にない場合

・“合力の作用位置（d）”の記号の意味は以下の通りである。
　○：改良体内にあるとき　（0＜d＜B）
　←：改良体の左側にあるとき　（d≦0）
　→：改良体の右側にあるとき　（d≧B）

（B；改良体の幅）

となった。具体的には、区分２－１においては支持力と端趾圧の安全率が小さくなってしまったこと、区分３－１では逆に支持力と端趾圧の安全率が大きくなってしまったことである（この場合、反力分布の形が変わってしまったことに注意）。

・このように、格子間未改良土の取扱いが底面反力の計算（結果）に与える影響は大きい。

3) 盛土側地盤での盛土荷重による非液状化程度の評価

表－4.5.10に示した区分１－２について、盛土荷重を評価して盛土側地盤のF_L値を大きくして、主働側の土・水圧を減少させて安定計算を行った結果を表－4.5.31に示した。

表－4.5.31 安定計算結果の一覧
（盛土構造物；1.－A－2(1)の区分１－２）

検討項目	計算値	設定値	
滑動	1.66	1.00	満足
転倒	2.28	1.10	満足
地盤反力	25.96 tf/㎡		
支持層の支持力	46.40 tf/㎡		
端趾圧	25.96 tf/㎡	50.00	満足
改良体全体の水平せん断	6.43 tf/㎡	25.00	満足
格子改良壁の抜け出し	6.20 tf/㎡	25.00	満足
鉛直せん断	10.07 tf/㎡	25.00	満足

表－4.5.10と表－4.5.31を比較することで分かった事項を以下に記す。

・滑動、転倒における安全率が飛躍的に大きくなった。

・底面反力を計算できるようになった。

・その結果、内部安定の評価（基準値を満足しているか）ができるようになった。

・せん断（水平、抜け出し）での応力値がかなり小さくなった。

・しかし、実施した計算ケースは唯一つなので、この評価が全般的に言えるかどうかはデータの蓄積に依らざるを得ない。

・このように、盛土側地盤での盛土荷重による非液状化程度の評価も重要な要因と考える。

(6) まとめと今後の課題

今年度は現行設計法（両脇改良タイプ）に関する問題点、矛盾点、不合理事項を抽出するために（勿論、設計法の納得点、肯定点、合理事項も含む）パラメータスタディを実施した結果、現行設計法に内在する以下の特性が明らかとなった。

① 現行設計法でかなりの破壊モードを説明でき、それ相応の設計法だと理解できた。例えば、

1) 根入れをすれば滑動（全体の滑動）は起こり難くなる。

2) 改良率を下げると内部安定は厳しくなる。

3) 設計震度を大きくすると安定は厳しくなる。

4) このようなプロポーションを持つ改良地盤では転倒が最も起こり難い。

等である。

② 設計法の限界的な事柄が浮き彫りとなった。具体的には、剛体的な仮定に基づく設計法を指向する限りにおいては以下の事項を解決しなければならないと考える。

1) 格子間未改良土の取り扱いをどうするか

2) 盛土下の地盤の非液状化程度の評価をどうするか

3) 準液状化状態での受働側の土・水圧の発揮割合「f」をどう評価し修正するか

4) 受働側が主働側を押すようになっている結果をどう修正するか

次に、今後の課題として考えられる検討項目は以下の通りである。

① 今回は円弧すべりを実施しなかったが、すべり計算結果を今までの結果に付加して再評価する必要がある。

② 掘割構造物の場合、内部安定計算に関するパラメータスタディを実施しなかったが、それは簡易設計法が存在しないためであった。簡易に内部安定を設計する方法を提案し構築する必要がある。

③ 両脇改良タイプの設計法を確固たるものとするために、上記の課題1)～4)を詰める必要がある。このために、

1) 今までの実験結果の見直し

2) 判断を得るための実験の実施

3) 納得するための数値シミュレーション

が必要である。

④ 両脇改良タイプに引き続いて、直下改良タイプの設計法に関するパラメータスタディを実施する必要がある。このために、

1) 直下改良タイプの設計法の提案と構築

2) 直下改良タイプの設計法の検証のための実験、あるいは数値解析の実施

が必要である。

⑤ 大規模地震への対応を考慮した設計法の提案と構築を実施する必要がある。場合によっては改良土の特性（例えば残留強度特性）を再度調査することも考えたい。

⑥ 改良地盤の変形量を計算し評価するために、例えばNewmark の方法で試計算してみることも考えたい。

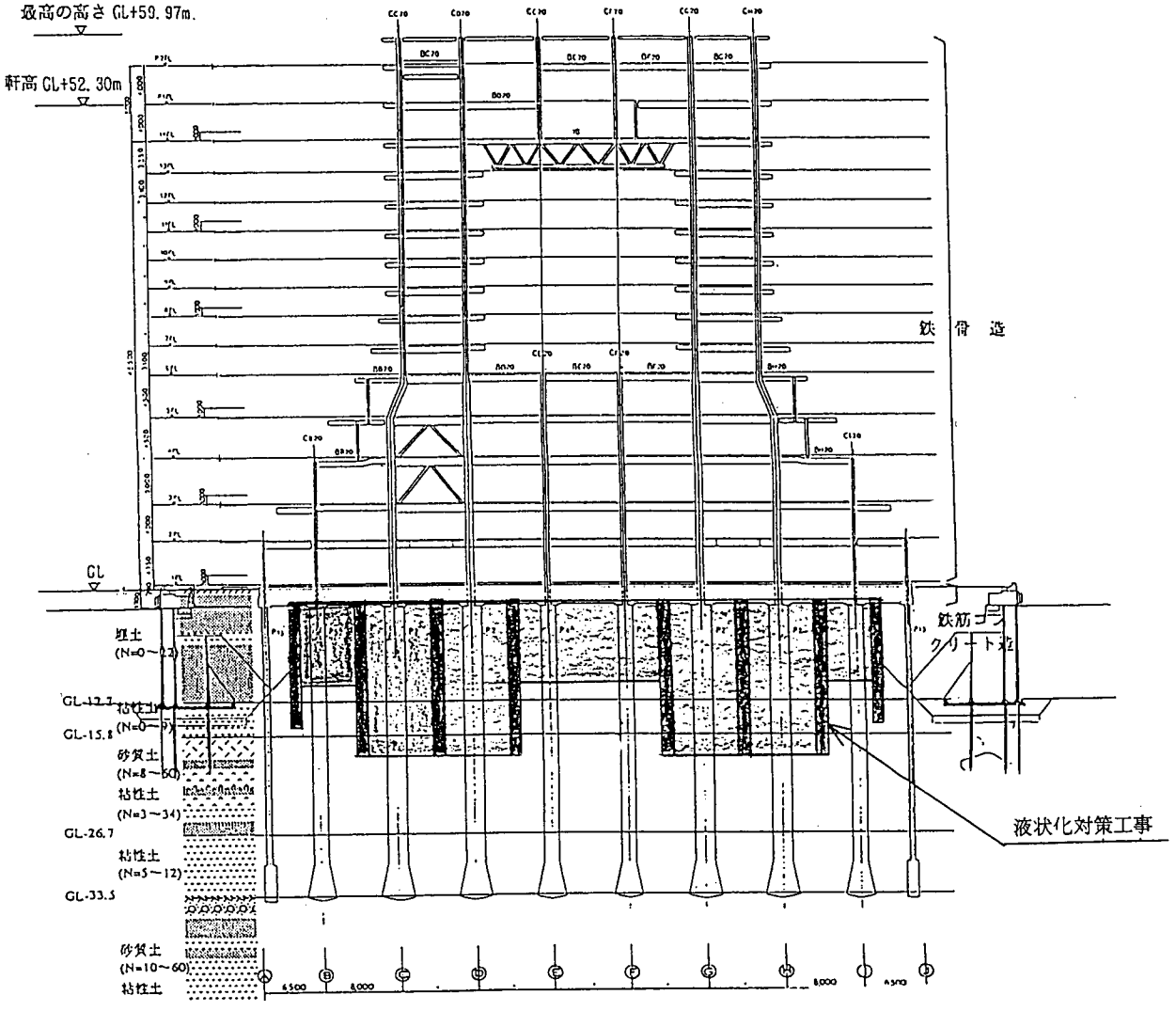
（竹中土木）

4.5.2　施工法の検討

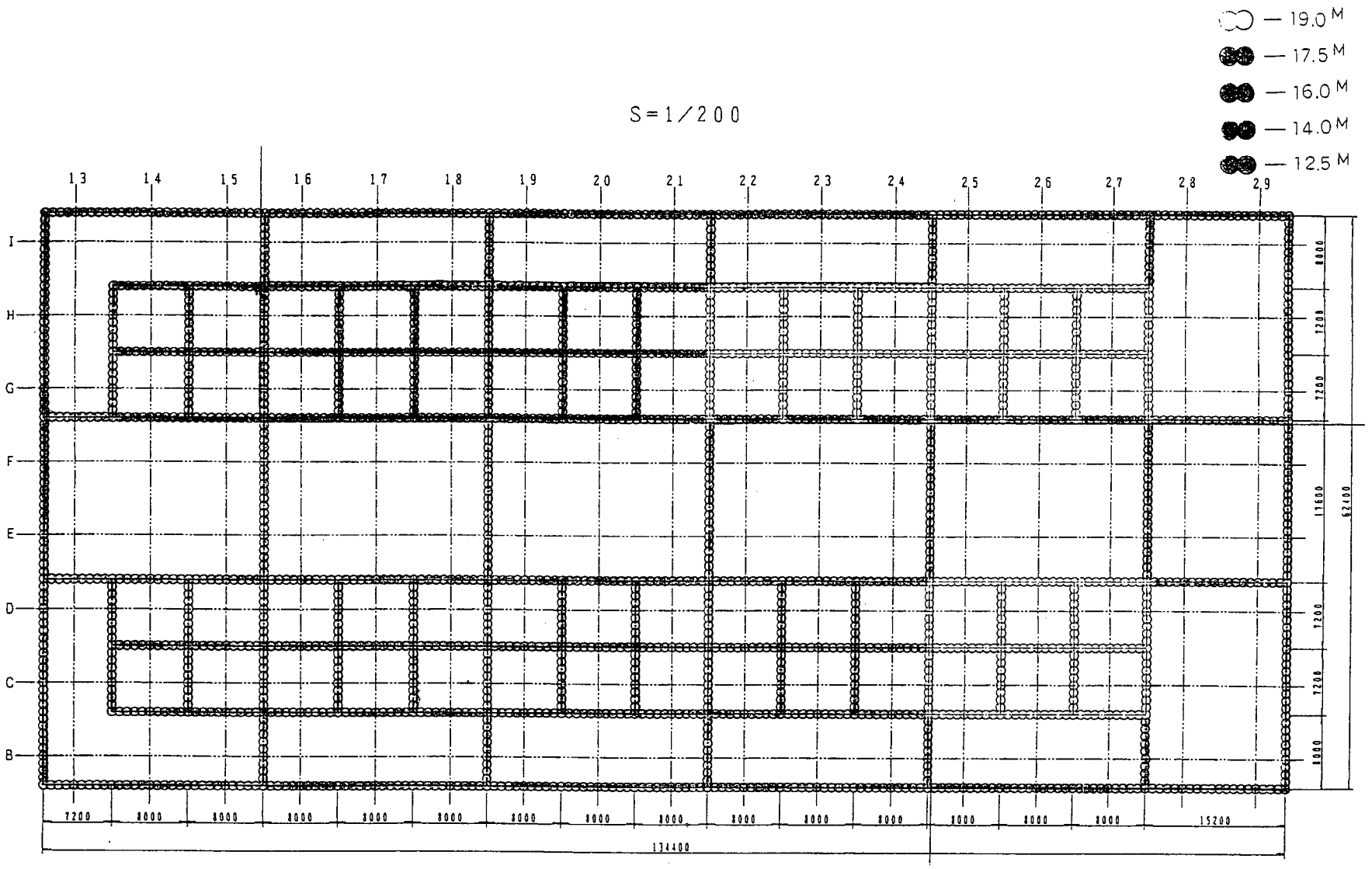
(1)　施工事例－1（K改良工事）

1)　概　要

深層混合処理工法による液状化対策工事は、埋め立てられた埠頭に計画された建物の基礎工事に適用された。建物は、地上14階、地下無しで延床面積52,435㎡、建築面積11,235㎡である。深層混合処理工法の施工土量は、約22,199㎥、地盤改良杭は1,043本であった。改良深度は土層の起伏に対応して約G.L.－12m～－19mであった。図－4.5.11に改良の断面図を示す。拡底杭の回りの地盤改良杭で格子状に囲むことにより液状化対策を実施した。図－4.5.12に改良杭の平面配置を示す。



図－4.5.11　改良断面図

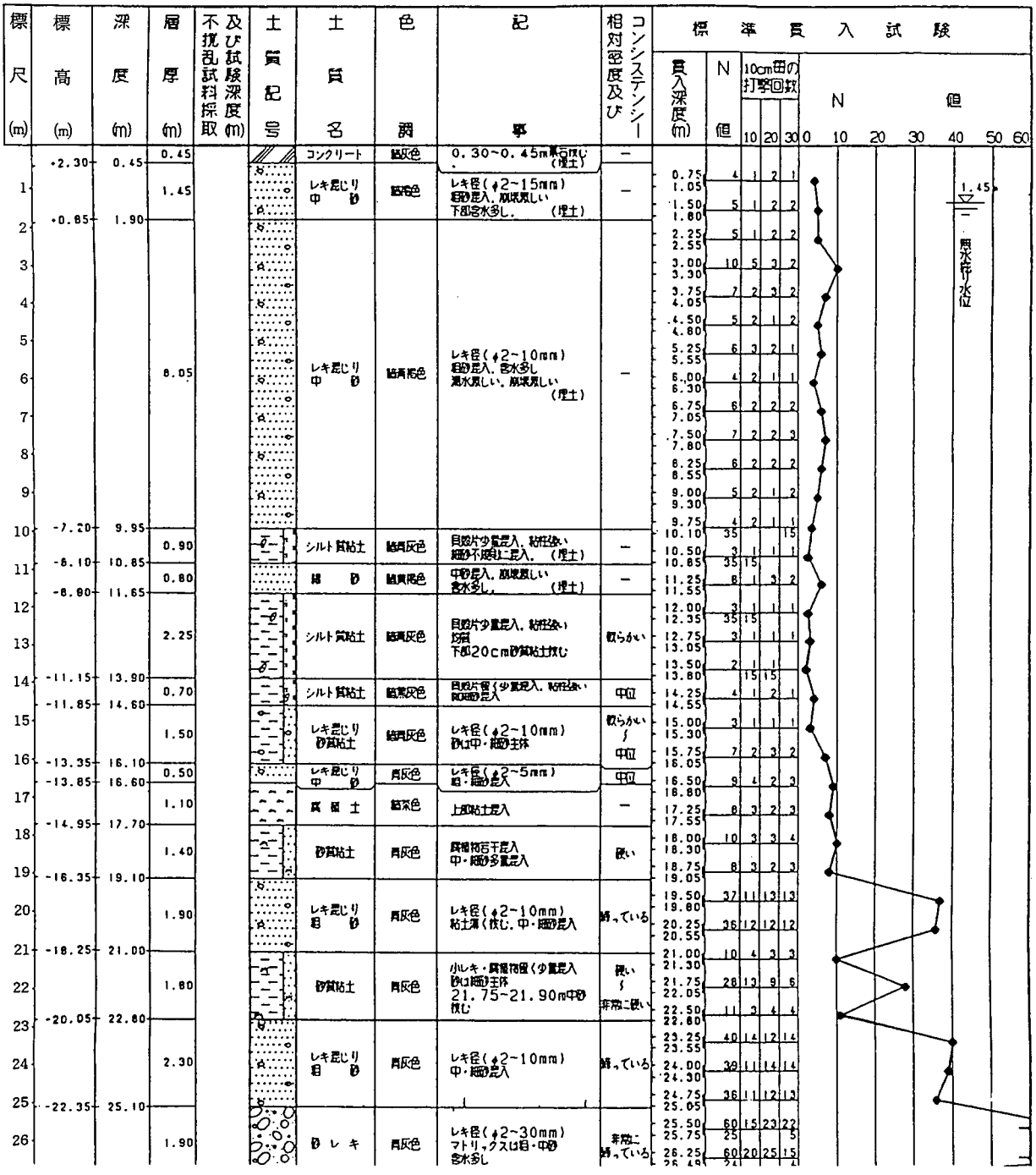


図－4.5.12　改良杭平面配置図

2) 土質条件

全体的にみると、G.L.－11mくらいまでは、埋土である。この層はレキ混じりの砂質土であり、N値も５前後である。それ以深は、砂まじりの粘性土である。

N値が30をこえる深度はG.L.－18～20m付近である。場所によっては、約１mくらいの腐植土層が含まれている。



図－4.5.13　土質柱状図

3) 施工機械

施工には、3台の処理機を使用した。処理機は、75kw×2の2軸機が2台、100kw×2のモーターの2軸機が1台である。表－4.5.32に100kw×2の処理機を使用した場合の施工機械の仕様を示す。

表－4.5.32 施工機械

名　称	型式･仕様	数 量	使用電力	備　考
杭 打 機	DH608－120M	1台		
処 理 機	100KW×2	1台	200KW	
油圧ショベル	0.7m³	1台		
発 電 機	500KVA	1台		
発 電 機	150KVA	1台		
スラリープラント	18~20m³/h	1台	40KW	
セメントサイロ	30 ton級	2台	23KW	
スラリーポンプ	220ℓ/min (SG30)	2台	44KW	
施工管理システム装置		1式		深度･速度･流量･電流･回転

4) 施工仕様

室内配合試験、試験施工の結果に基づき決定した施工仕様を表－4.5.33に示す。

5) 施工結果

改良杭3本を調査した。各杭の材令28日における平均一軸圧縮強さを表－4.5.34に示す。所要平均一軸圧縮強さ24kgf/cm²に対し砂質土層・粘性土層においても大きく上回る強度となった。

（竹中工務店）

表－4.5.33 施工仕様

項　目		仕　様
配合	セメント（kg/m³）	200
	水セメント比（%）	100
施工条件	スラリー吐出方法	貫 入 吐 出
	改良深度(m)	GL－12～19
	貫入速度（m/min）	1．0
	引抜速度（m/min）	1．0

表－4.5.34 各改良杭の平均一軸圧縮強さ

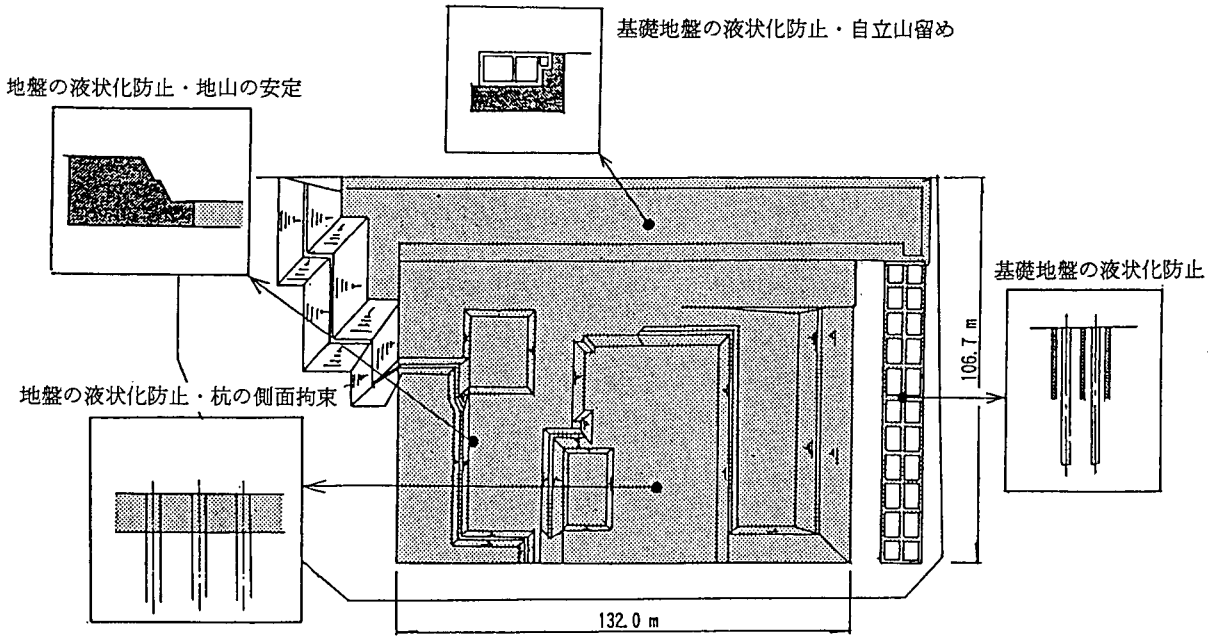
改良杭 No	$\overline{quf}$ (kgf/cm²)		
	全体	砂質土層	粘性土層
No 1	49.0	61.6	43.1
No 2	79.2	106.9	59.5
No 3	40.8	66.1	30.6
平均	56.3	78.2	44.4

(2) 施工事例－2（T改良工事）

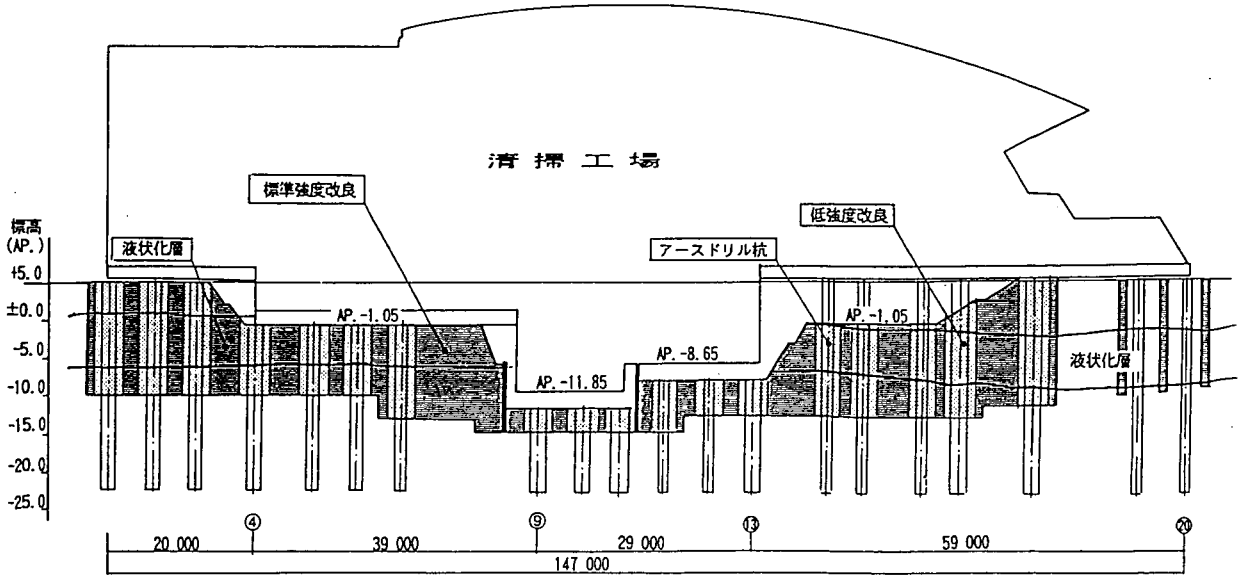
1) 概　要

本建築物は、埋立て軟弱地盤に建設される地下2階、地上6階、建築面積11,600㎡の大規模公共建築物である。本改良工事は、建築区域の液状化対策として、深層混合処理工法が採用された事例であり、液状化対策のみの目的で格子状配置とした部分と液状化対策の他にオープンカット後の地山の安定、専用溝自立山留、アースドリル杭の側面拘束などの別の機能を付加したブロック状改良部分とに大別される。

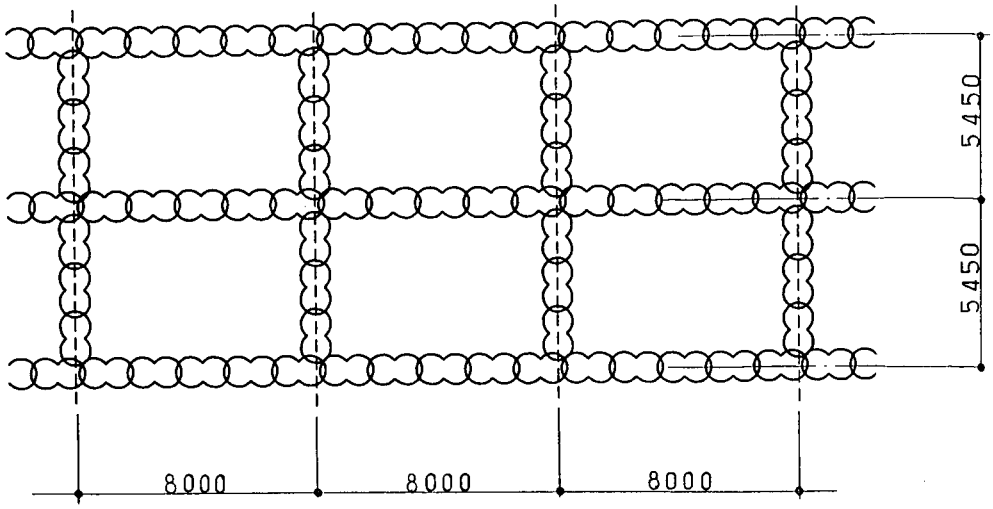
全体平面図を図－4.5.14に、改良断面図を図－4.5.15に、また格子状改良部分のパイル配置を図－4.5.16に示す。



図－4.5.14　全体平面図



図－4.5.15　改良平面図



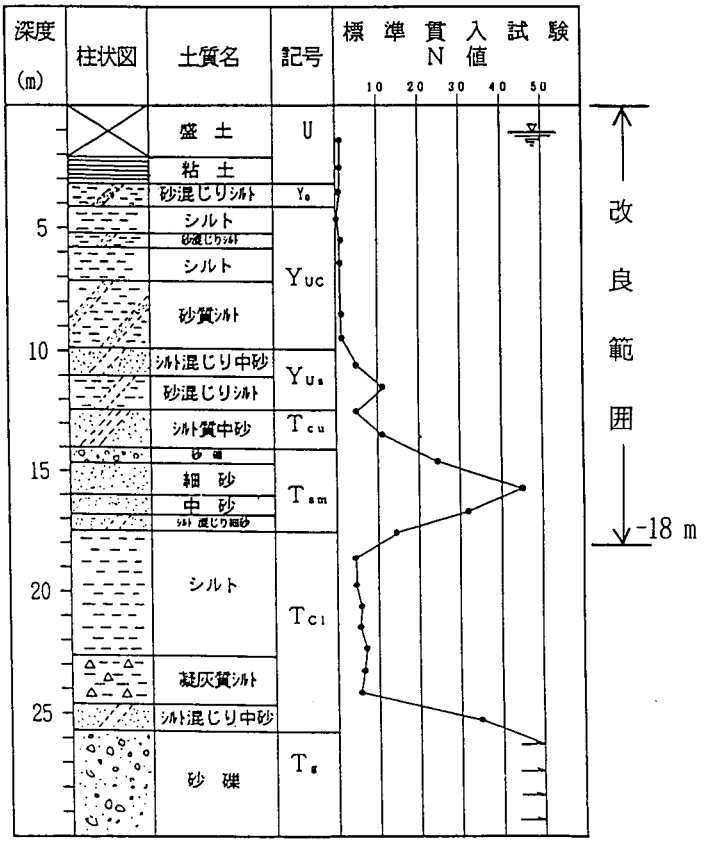
図－4.5.16　パイル配置（格子状部分）

2)　土質条件

地盤は、G.L.－3m程度までの表層は盛土層および粘土層の人工埋立地盤であり、その下－12m程度までは、砂質シルト、シルト、シルト混じり中砂、砂混じりシルトの有楽町上部層である。その下－14m程度までは腐植土を一部含むシルト質中砂、－17m程度までは砂層、－26m程度まではシルト層の東京層、さらにその下－31mまでは東京砂礫層で構成されている。

地盤改良工事は、表層からG.L.－18mまでのN値0～20程度の地盤を対象とした。

図－4.5.17に標準土質柱状図を、表－4.5.35に地盤条件を示す。



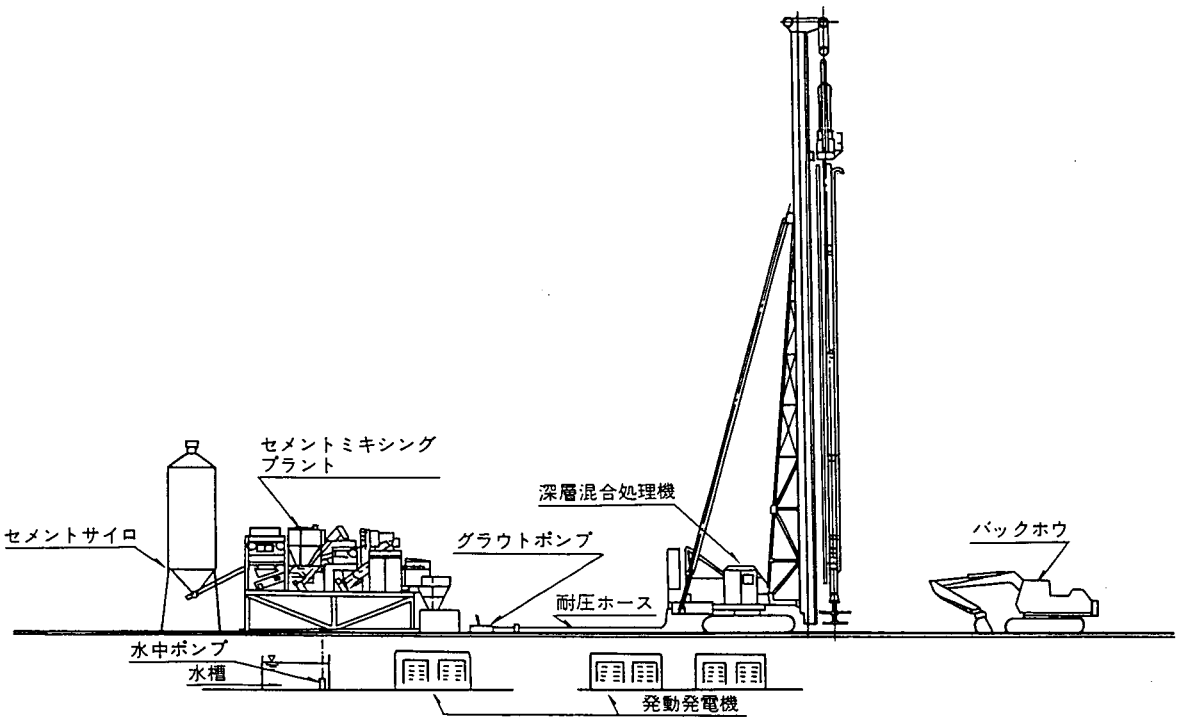
図－4.5.17　標準土質柱状図

表－4.5.35　地盤条件

地下水位	GL.－1.15 m
平均N値	$\overline{N}$ ＝4
細粒分含有率	Fc＝4 ～ 34 %
平均粒径	D_{50}=0.13 ～ 0.36 mm

3) 施工機械

使用した処理機は75kw×２の２軸機である。図－4.5.18と表－4.5.36に施工機械と仕様を示す。



図－4.5.18　施工機械

表－4.5.36　施工機械仕様

番号	機械名称	規　格	単位	数量	備　考
1	ベースマシン	６０ｔ吊	台	1	リーダー長２７m
2	処理機	７５kw×2 台	ｾｯﾄ	1	
3	発電機	６００KVA	台	1	
4	発電機	１７５KVA	〃	1	
5	バックホウ	0．７m³	〃	1	
6	ミキシングプラント	１８m³/Hr	〃	1	
7	セメントサイロ	３０ｔ	〃	1	
8	水　槽	２０m³	〃	1	
9	グラウトポンプ	２２０ℓ/min	〃	2	
１０	施工管理装置		式	1	深度　流量　電流　他

4) 施工方法

室内配合試験、試験施工の結果に基づいた格子状改良部分の固化材の配合及び施工条件を表－4.5.37に示す。

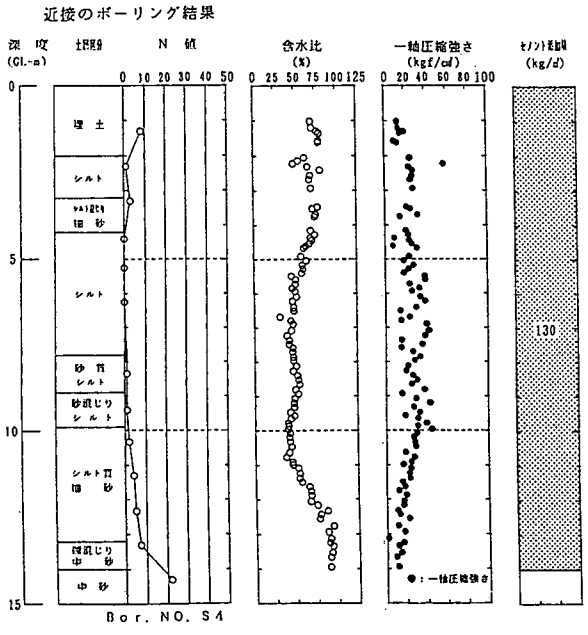
表－4.5.37 施工仕様

項目		改良対象土層（GL 0.0 ～-14.0 m）
配合	セメント（kg/ m³）	130
	水セメント比（%）	100
施工条件	ｽﾗﾘｰ 吐出方法	貫入吐出
	改良深度（m）	GL －14.0m
	貫入速度（m/min）	1.0
	引抜速度（m/min）	1.0

5) 施工結果

改良後のチェックボーリングの結果を図－4.5.19に示す。液状化の可能性が高いと判断された沖積層（G.L.－5m～G.L.－12m；層厚7m前後）を含む全深度について所要の改良強度を満足していることが確認された。

（竹中土木）



一軸圧縮強さ q_u に関する基本統計量			
個数 n	平均値 q_u (kgf/cm²)	標準偏差 σ (kgf/cm²)	変動係数 $s(=\sigma/q_u)$
174	29.40	15.97	0.54

図－4.5.19 一軸圧縮強さの深度分布図

4.5.3　まとめと今後の課題

(1)　まとめ

1)　設計法

深層混合処理工法の設計法に関して検討した項目を以下に述べる。

①　現行設計法（両脇改良タイプ）のパラメータスタディを盛土構造物、掘割構造物に対して実施した。その結果、設計法に内在する特性が明らかとなった。

・この設計法でかなりの破壊モードが説明できること

・この設計法の限界的な事項を把握できたこと

②　直下改良タイプの設計法提案の条件を整備した。

③　設計法の持つ問題点や不合理点を解決するための手段について整理した。

④　改良地盤の変形量を計算するための手法を調査した。

2)　施工法

4.5.2に示した2つの施工事例から分かった事項を以下に記す。

①　セメント添加量は改良目的に対応して設定されているようである。

②　水セメント比は100%であった。

③　貫入速度と引抜速度は1.0m／分であった。

④　現場改良土の一軸圧縮強さは、概ね30kgf/㎡以上確保されていた。

今後もこのような施工に関するデータを精力的に収集することにより、施工に関する基礎資料の蓄積を図っていきたい。

(2)　今後の課題

今年度も含めて次年度以降の研究計画を表－4.5.38に示す。平成6年度においては、現行設計法に関し

表－4.5.38　研究計画

NO	研究項目	研究内容	工程			
			4年度	5年度	6年度	7年度
1	既設計法の問題点の検討	①問題点の把握 ②ﾊﾟﾗﾒｰﾀｽﾀﾃﾞｨ の計画と実施 ③まとめ				
2	新設構造物に対する適用上の課題の検討	①数値ｼﾐｭﾚｰｼｮﾝの計画と実施 ②振動実験の計画と実施				
3	新規適用分野における検討	①課題の把握と検討				
4	施工法の検討	①実績の調査と収集 ②まとめ				
5	マニュアルの作成					

て残された課題を詰めること、直下改良タイプの設計法の提案と構築、およびその検証と設計法に関するパラメータスタディの実施、さらに大規模地震への対応を考慮した設計法の提案と構築、そのための調査を主に実施する予定である。

（竹中土木）

4.6　鋼材を用いた対策工法の設計・施工法の検討

4.6.1　研究概要

鋼材を用いた液状化地盤中の構造物の液状化対策に関し、これまでに振動台実験に基づく検討を行い、剛な鋼壁に作用する液状化時の動的水平圧の定式化、浮上り抑止効果の把握，対策工である締切り鋼矢板の計算モデルの提案を行い、実験値との照合によりそれらの妥当性を検証している[1]。しかし，①曲げ剛性の低い矢板への作用外力、②対策工を施すことによる構造物へ影響、③排水に伴う構造物の沈下と加速度レベルが高い場合の浮上りの考え方などが課題として挙げられている。

今年度は、上記課題のうち柔な鋼壁への作用外力および対策工の地中構造物への影響検討を主眼とした振動台実験を行うとともに、矢板剛性と地盤内応力レベルおよび透水挙動の相似則を考慮した遠心模型実験を実施して、鋼材による地中構造物の液状化対策工の効果を確認した。

4.6.2　柔な鋼壁への作用外力把握実験

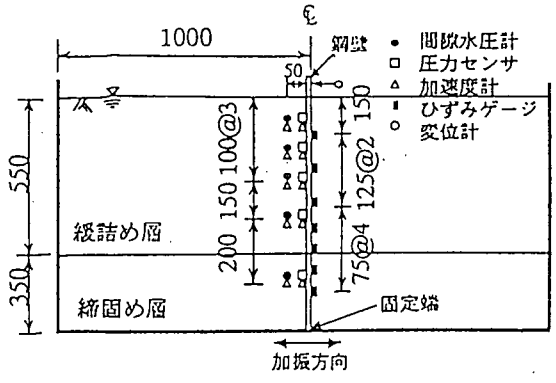
(1)　実験目的

液状化地盤中に設けられる構造物には地震時に地盤性状の変化に応じた動的水平圧が作用する。このうち、埋設構造物や盛土の液状化対策として実施される鋼矢板締切り工法における矢板壁など、壁状の構造体に作用する動的水平圧に関しては、剛な壁体の場合について既に評価方法が提案されている[1),2),3)]。そこで、それらの知見を参考に柔な壁体に作用する動的水平圧を模型振動台実験により検討した。ここでは主にそのうちの振動成分に着目した検討結果を報告する。

(2)　実験方法

図－4.6.1に示すように圧力センサ、ひずみゲージ、加速度計を取り付けた鋼壁を土槽（幅0.5×高さ1×長さ2m）内に下端固定して模型地盤を作成し、これを振動台上で加振した。実験は，表－4.6.1に示すように板厚t1.2、2.0、3.2mm の曲げ剛性の異なる3種類の鋼壁（横410mm×縦900mm）に対して実施した。また、比較のため高剛性な土槽側壁（以下，剛壁と称す）に対する実験も実施した。

模型地盤は千葉県産山砂（G_s=2.678，D_{50}=0.38mm，U_c=3.21）を用いて水中落下にて作成した。上層



図－4.6.1　実験模型と計測位置

表－4.6.1　実験ケース

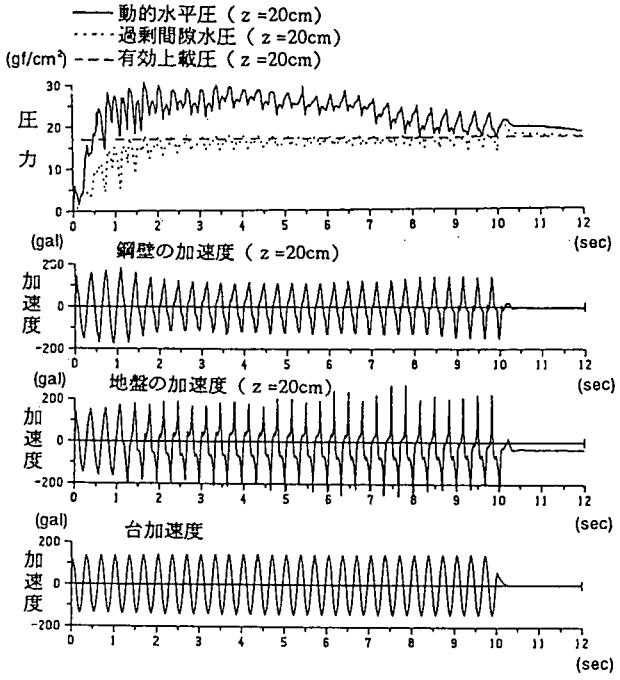
No.	鋼壁板厚	加振加速度	緩詰め地盤のDr
1	t 1.2mm 鋼板	147 gal	50．7％
2	t 2.0mm 鋼板	151 gal	53．6％
3	t 3.2mm 鋼板	140 gal	52．2％
4	剛壁（土槽側壁）	140 gal	53．6％

が緩詰め地盤（目標相対密度50%）、下層が締固め地盤（同90%）の2層構造で、緩詰め地盤の平均単位体積重量は1.86gf／cm³である。計測項目は、鋼壁に作用する動的水平圧の他、鋼壁の加速度・曲げひずみ・頭部の水平変位、地盤の加速度・間隙水圧である（計測位置は図－4.6.1参照）。また、加振条件は振動数3Hzの正弦波30波で、目標台加速度は150galである。

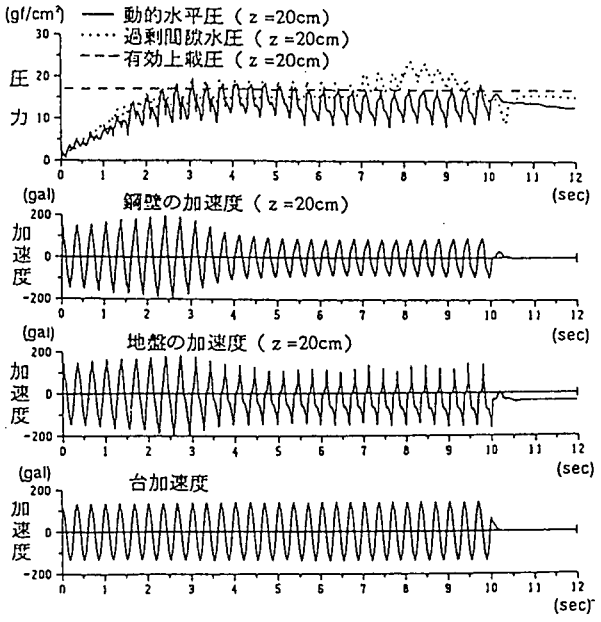
(3) 実験結果および考察

1) 経時変化

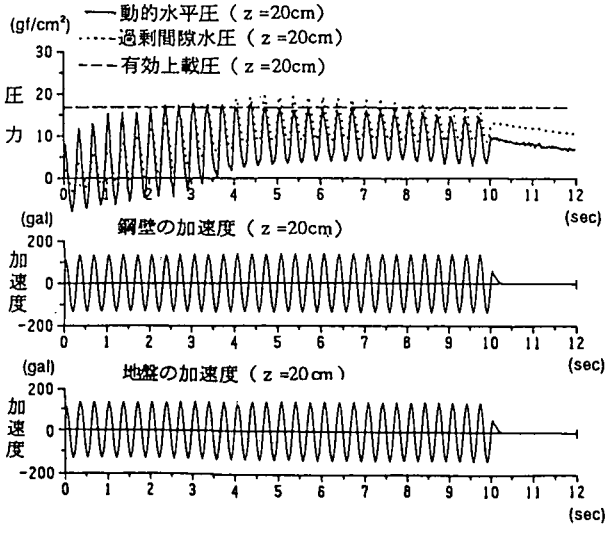
経時変化の例として、t1.2mm、t3.2mmの鋼壁、および剛壁に対する結果を図－4.6.2に示す。図に



（a） t 1.2mm z＝20cm



（b） t 3.2mm z＝20cm



（c）剛壁 z＝20cm

図－4.6.2 動的水平圧，過剰間隙水圧，地盤加速度，台加速度の経時変化

は、深さz=20cmでの動的水平圧および過剰間隙水圧、鋼壁加速度、その前面の地盤加速度、さらに台加速度の経時変化が示してある。なお，剛壁に対しては台加速度が壁加速度と等しいため省略した。動的水平圧、過剰間隙水圧には加振によって漸増する平均的な成分（以下、平均成分という）と振動振幅を有する振動成分が見られる。地盤がほぼ液状化状態に達した5秒以降の動的水平圧の振動成分は、同深度における鋼壁または地盤の加速度と同位相で類似波形の振動を示し、剛壁の場合を除いて台加速度とは位相が異なっている。また、t1.2mmでの振幅がt3.2mmでのそれより小さく、これは他の深度においても同様の傾向にあった。これらのことから、振動成分は鋼壁の曲げ剛性および地盤性状や液状化層厚などに影響される地盤－鋼壁の動的な相互作用に依存することがわかる。一方、平均成分は、t1.2 mmでは加振直後から動的水平圧が過剰間隙水圧よりも大きくなり，液状化状態の継続とともに両者が一致する傾向を示し、t3.2mmでは加振当初から加振終了まで両者がほぼ等しい。また、剛壁に対しては平均成分が過剰間隙水圧よりも小さい。これらのことから、壁の曲げ剛性が小さくなるに従い動的水平圧平均成分が大きくなる傾向が窺える。さらに、静止土圧係数K_0が正であることを考慮すると、柔壁に対する平均成分の実験値は剛壁に対する算定式(1) [1),2)]での計算値以上となり、これは、柔壁と周辺地盤の相互作用の結果ではないかと推定される。

$$\Delta\sigma_h = (1-K_0)\cdot R_u\cdot\Delta\sigma_{v_0}' = (1-K_0)\cdot\Delta u \quad \cdots\cdots (1)$$

$\Delta\sigma_h$：動的水平圧平均成分　　K_0：静止土圧係数

R_u：過剰間隙水圧比（$\Delta u/\sigma_{v_0}'$）　　σ_{v_0}'：有効上載圧　　Δu：過剰間隙水圧

2)　動的水平圧振動成分とその算定方法

t1.2mmの鋼壁および剛壁に対する実験結果の動的水平圧（z＝20cm)のうち、地盤が液状化し、振幅がほぼ一定に落ち着く5秒以降の振動成分を抜出して（1Hz以下の成分を除去）、計算結果とともに図－4.6.3に示す。図は剛壁に対して提案されている式(2) [1),3)]および式(2)の地盤加速度に替え鋼壁加速度を用いた計算結果をそれぞれ実験結果と比較する形で示している。

$$P_W = \frac{7}{8}\cdot\frac{\alpha_g}{g}\cdot\sqrt{H\cdot z}\cdot(1+R_u\cdot\gamma') \quad \cdots\cdots (2)$$

P_w：動的水平圧振動成分　　α_g：各深度の地盤加速度　　H：液状化層厚

z：着目点の深さ　　γ'：土の単位体積重量

なお、式中の過剰間隙水圧比R_uには実験での計測値を用いている。図より、剛壁に対してはいずれの計算結果も実験結果と非常によく一致するが、t1.2mmの鋼壁では計算の方がかなり大きな値を示し、地盤加速度を用いた場合にその傾向が顕著である。また，実験値ではt1.2mmの方が剛壁の場合よりも振幅値が小さくなっていることがわかる。

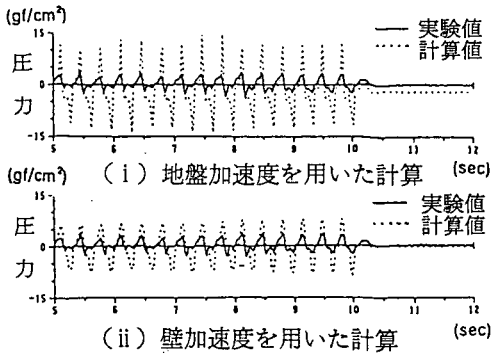
このような壁の曲げ剛性による影響を見るために、各深度における振動成分の実験及び計算波形の平均振幅値の深さ分布を全実験ケースについて図－4.6.4に示す。なお，平均振幅値とは、5秒以降の振動成分の波形ピーク値を平均した値である。これより、壁の曲げ剛性が小さくなるにしたがって、振動成分の実験値が小さくなり、地盤、鋼壁いずれの加速度を用いた計算値も実験値より大きくなる傾向があること、鋼壁加速度を用いた計算値の方がより実験値に近い結果を与え、t1.2mm を除いては実験値

と比較的良く一致していることなどがわかる。

次に、図－4.6.5(a)に5秒以降の台加速度と各深度における壁加速度のピークの平均値の比を、(b)に壁加速度の深さ方向分布を台加速度の最終波のゼロ時(9.82sec)、正側ピーク時(9.90sec)、およびその中間時刻(9.86sec)について示す。図－4.6.5(a)より、t 1.2、3.2mm いずれの場合も地中での大きな加速度増幅は見られない。また、図－4.6.5(b)より、各深度での加速度は位相が異なり、深さ方向同時にピークを示さない。そこで、台加速度α_tによる一方向からの荷重を鋼壁に作用させることにより、安全側の結果を与えることが予想される簡易計算式(2)'が提案できる[2)]。

$$P_w = \frac{7}{8} \cdot \frac{\alpha_t}{g} \cdot \sqrt{H \cdot z} \cdot (1 + R_u \cdot \gamma') \cdots (2)'$$

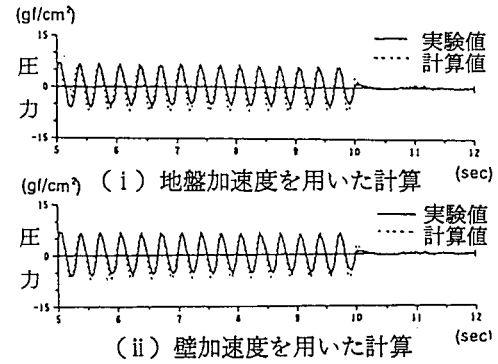
P_w：動的水平圧振動成分　α_t：台加速度　H：液状化層厚
z：着目点の深さ　　γ'：土の単位体積重量



（i）地盤加速度を用いた計算

（ii）壁加速度を用いた計算

（a） t 1.2mmの鋼壁（z＝20cm）

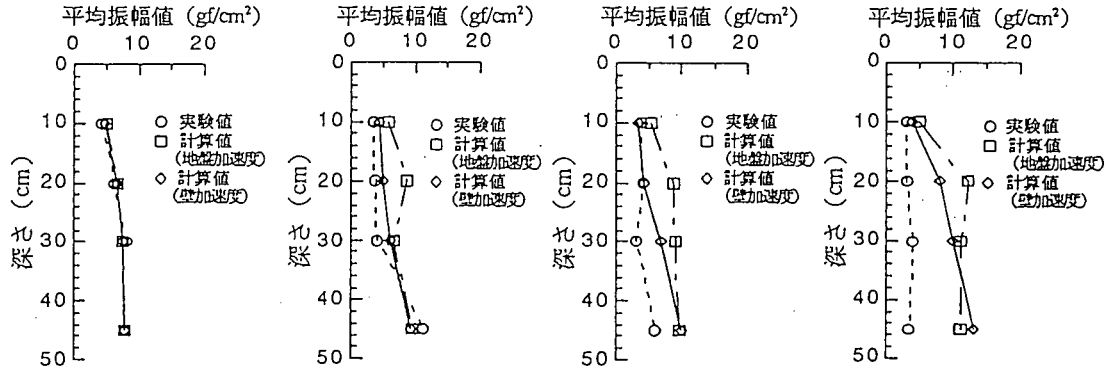


（i）地盤加速度を用いた計算

（ii）壁加速度を用いた計算

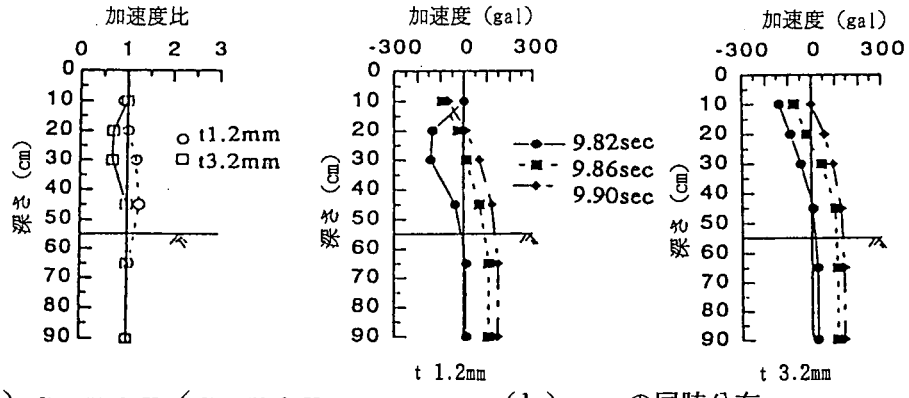
（b）剛壁（z＝20cm）

図－4.6.3　動的水平圧振動成分の実験値と計算値



（a）剛壁　（b） t 3.2mm　（c） t 2.0mm　（d） t 1.2mm

図－4.6.4　動的水平圧振動成分の平均振幅値の深さ分布



（a）α_w max／α_t max　　（b）α_w の同時分布

図－4.6.5　鋼壁加速度の深さ分布

4.6.3　地中構造物の鋼矢板締切り工法に関する振動台実験

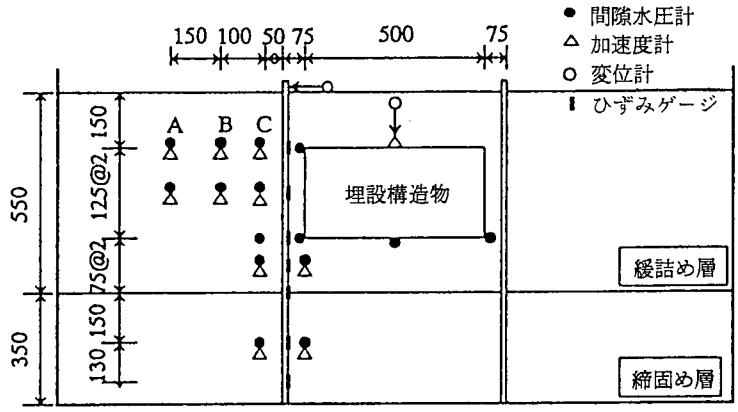
(1)　実験目的

昨年度実施した一連の模型振動台実験により、本工法の浮上り防止効果やそのメカニズムを確認し、排水機能付き鋼矢板の適用がより効果的であることを既に明らかにしている[1),5)]。また、締切り鋼矢板のひずみ算定方法として外力に剛壁への動的水平圧を用いた簡便な静的骨組みモデルを提案している[6)]。

今年度は、加振中の矢板－地盤－構造物系の挙動に着目して、4.6.2で得られた柔壁への作用外力に関する知見をもとに、上記提案モデルによる締切り矢板の曲げひずみ計算の妥当性の検討と、構造物の曲げひずみに関する検討を実施した。

(2)　実験方法

実験模型と主な計測位置を図－4.6.6に、実験ケースを表－4.6.2に示す。実験には表－4.6.2に示す



図－4.6.6　実験模型と主な計測位置

表－4.6.2　実験ケース

No.	矢板模型（鋼板製）	構造物模型（鋼製box）	加振条件と緩詰地盤Dr	実験目的	備考
1	排水機能付き矢板 t 3.2mm	見かけ比重0.88の高剛性box	148gal 39.2%	矢板-地盤-構造物の挙動検討 矢板のひずみ計測	矢板の構造物側に排水部材として面積開孔率4.2%で多数の孔を配した樹脂製排水部材を装着
2	普通矢板 t 3.2mm	見かけ比重0.88の高剛性box	144gal 51.0%	矢板-地盤-構造物の挙動検討 矢板のひずみ計測	矢板の構造物側に上記排水部材の孔をふさいだ樹脂性部材装着
3	普通矢板 t 1.2mm	見かけ比重0.26のbox	143gal 61.7%	矢板-地盤-構造物の挙動検討 矢板のひずみ計測	矢板は鋼板をそのまま使用 構造物は板厚t1.2mmの鋼板製（構造物のひずみは計測せず）
4	普通矢板 t 1.2mm 土槽中央に矢板一枚設置	な　し	136gal 55.9%	矢板-地盤-構造物系と矢板単独の場合の矢板ひずみの比較	実験方法は図4.6.1参照
5	普通矢板 t 1.2mm	見かけ比重0.26のbox 水浸後の見かけ比重1.24	145, 219, 296gal 67.4%	構造物のひずみ計測 計測点は図4.6.12を参照	構造物は，ひずみ計測のため板厚t1.2mmの鋼板製，奥行き方向を3分割としたもの 実験時には構造物中に水が浸入

とおり、3種類の模型矢板（いずれも寸法は横410㎜×縦900㎜）と2種類の模型構造物（いずれも寸法は幅500×高さ250×奥行400㎜）を組み合わせて用いた。模型地盤は4.6.2(2)と同じ要領で作成した。加振条件は3Hzの正弦波30波で目標台加速度が150gal（実験No.5に関しては150,200,300galの3段階加振）、主な計測項目は、矢板の曲げひずみと頭部の水平変位、地盤の過剰間隙水圧・加速度、構造物の浮上り量・加速度などである。また、実験No.5に関しては構造物に生じる曲げひずみも計測した。

(3) 実験結果および考察

実験結果の一例として、実験No.2の深さz=15cmにおける締切り外側3地点での地盤加速度、矢板の曲げひずみ、過剰間隙水圧、深さz=40cmでの矢板の曲げひずみと過剰間隙水圧、深さz=55cmでの矢板の曲げひずみ、および台加速度の経時変化を図－4.6.7に示す。以下、これらのデータをもとに考察を加える。

1) 地盤の加速度について

深さz=15cmの各地点における加速度を見ると、矢板からの距離が遠いA，B点では1～2秒あたりで増幅を起こした後、液状化によってほぼゼロの状態になるのに対し、矢板に近いC点では同様の加速度増幅が生じた後も一定振幅の定常的な振動を示す。前者は、水圧上昇過程のせん断強度保持段階で地盤が加速度増幅を起こし、その後液状化によってせん断伝達を失うことによる。後者で、液状化後にも振動が継続するのは、矢板ひずみがいずれも地盤液状化後に定常的な振動状態を示すことから、矢板近傍地盤が基盤からの入力による矢板の振動挙動の影響を受けているためと考えられる。

2) 締切り矢板の曲げ挙動について

矢板の曲げひずみは、振動、平均両成分とも地盤加速度の増幅が見られた水圧上昇過程において漸増し、水圧が一定値に落ち着くとともに平均成分はほぼ一定となり、振動成分も最大振幅での定常振動へと移行する。この状態で矢板のひずみは最大となる。これは、地盤のせん断強度保持段階では矢板に対する変形拘束が卓越し、水圧上昇とともにこれが低下していくことと対応している。

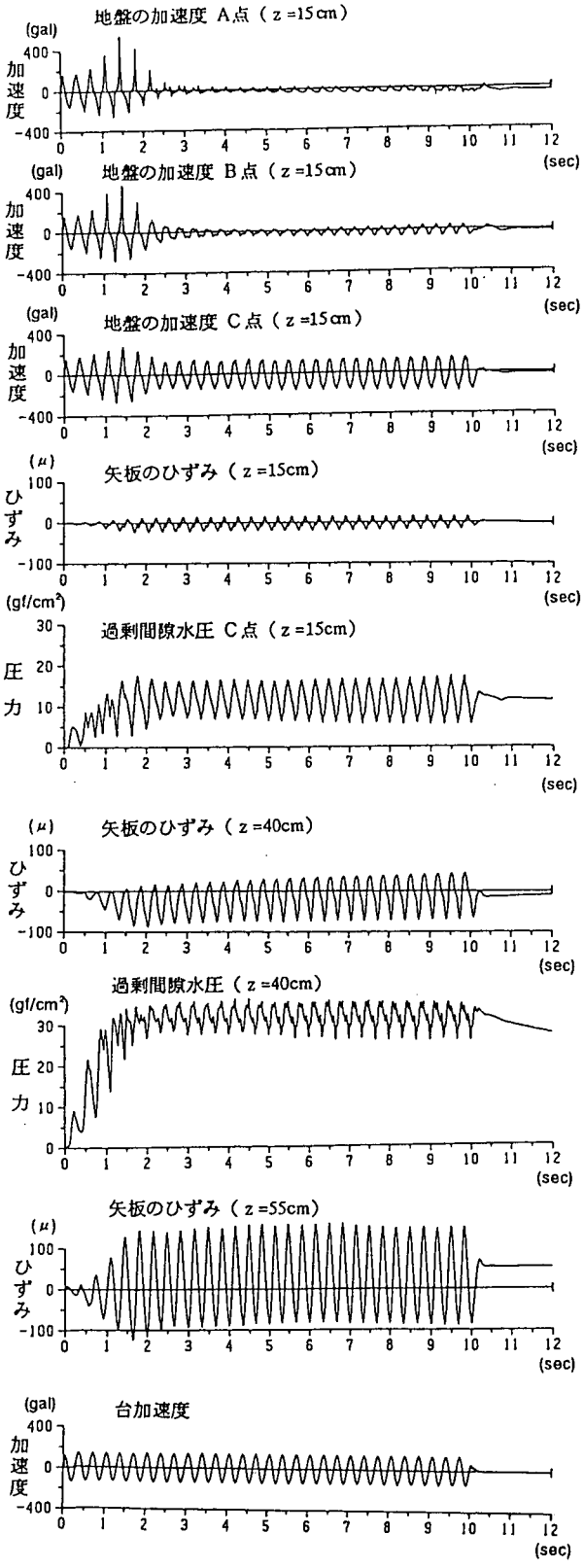
また、矢板ひずみの振動成分は深いほど大きくなる傾向があり、緩詰め・締固め両層の境界あたりにおいて最大となっている。これは、締固め層においては地盤が矢板を拘束したまま土槽底面とともに移動するのに対し、せん断強度を失った緩詰め層はほぼ静止状態となり、加振によって層間のずれせん断的な現象が繰り返されるためと考えられる。また、板厚などの条件に関わらず、今回の実験で計測した矢板ひずみはすべて加振と同周波数の成分が卓越した振動成分を有していたが、これも同様の理由によると考えられる。

3) 矢板の曲げひずみの算定

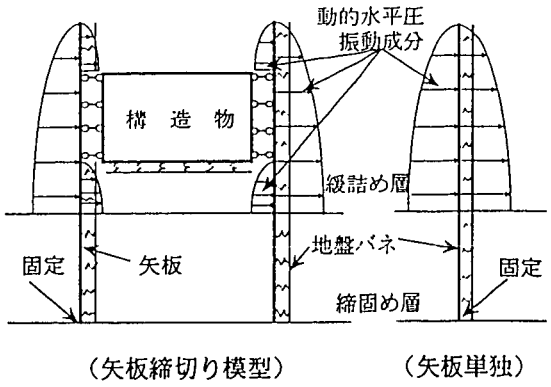
a．矢板ひずみ振動成分の計算

イ．計算モデル（振動成分）

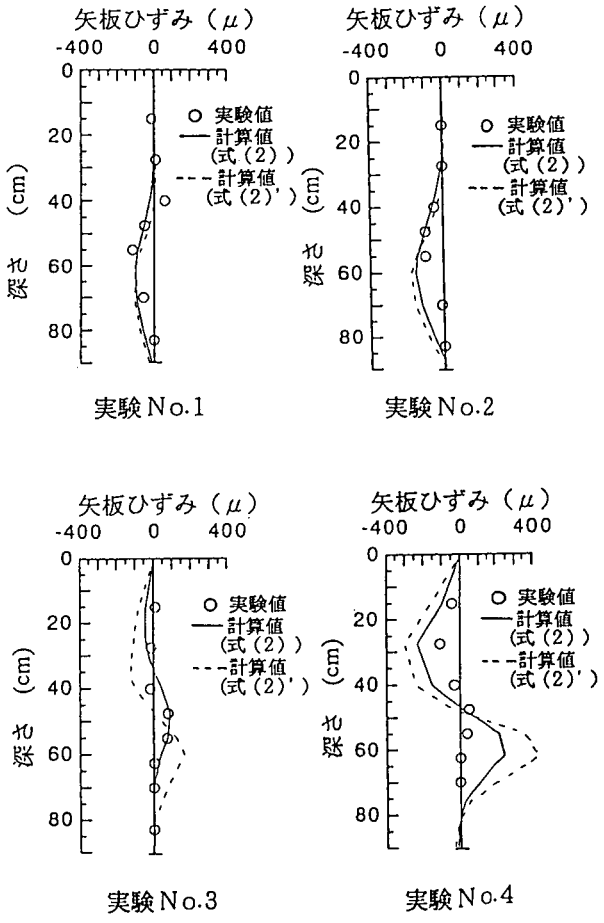
矢板ひずみの振動成分は液状化の進展が落着くと最大振幅での定常振動を示し、この時の矢板への作用外力は式(2)または式(2)'で安全側の値が得られることから、図－4.6.8に示す簡単な静的骨組みモデル[6]で矢板の曲げひずみの計算を行い、実験結果と比較した。計算は実験において矢板のいずれかの場所で最大ひずみが発生した時刻について行った。本実験では矢板加速度を計測していないため、矢板への作用外力は、各深度の地盤加速度（矢板から5cm位置）を用いた式(2)、およ



図－4.6.7　地盤加速度，矢板の曲げひずみ，過剰間隙水圧，台加速度の経時変化



図－4.6.8　矢板曲げひずみ計算モデル（振動成分）



図－4.6.9　矢板曲げひずみの実験値と計算値（振動成分）

び台加速度を用いる式(2)'で算定した動的水平圧振動成分である。なお、過剰間隙水圧存在下での水平地盤反力係数は過剰間隙水圧比に応じて低減させた[7]。

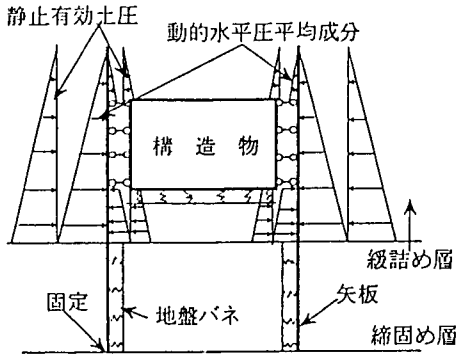
ロ．計算結果

矢板ひずみの計算結果を実験結果とともに図－4.6.9に示す。式(2)の外力を用いた場合、矢板の板厚や排水・非排水に関わらず、矢板締切り模型No.1, No.2, No.3に対する計算は実験結果と比較的良く一致している。一方、No.4の矢板単独に対しては計算結果が過大である。これは、矢板締切り模型では矢板－地盤－構造物が一体化挙動を示すため、全体としての見かけ剛性が高いのに対し[6]、矢板単独では壁の曲げ剛性が小さく、その分式(2)による外力が過大であったためと考えられる。次に、簡易手法として式(2)'の外力を用いた場合には、4.6.2(2)で述べたようにいずれに対しても、式(2)を用いた場合よりもさらに安全側の計算結果となっている。

b．矢板ひずみ平均成分の計算

イ．計算モデル（平均成分）

平均成分計算モデルを図－4.6.10に示す[6]。ここでは、緩詰め地盤全層が完全に液状化（R_u＝1.0）し、かつ十分に加振が継続した後に矢板に生じる終局ひずみの算定を行う。水平地盤反力係数は、加振の繰返しにより矢板の変形が十分進行することを考慮してゼロとし、作用外力には、構造系としての見かけ剛性が高いため式(1)による動的水平圧の平均成分を与え、他に加振前に作用している静止有効土圧も作用させた。静止土圧係数はK_0＝0.5とした。なお、終局ひずみは、このようにして得られた計算値から加振前に生じているひずみ値を差し引いて得られるものである。



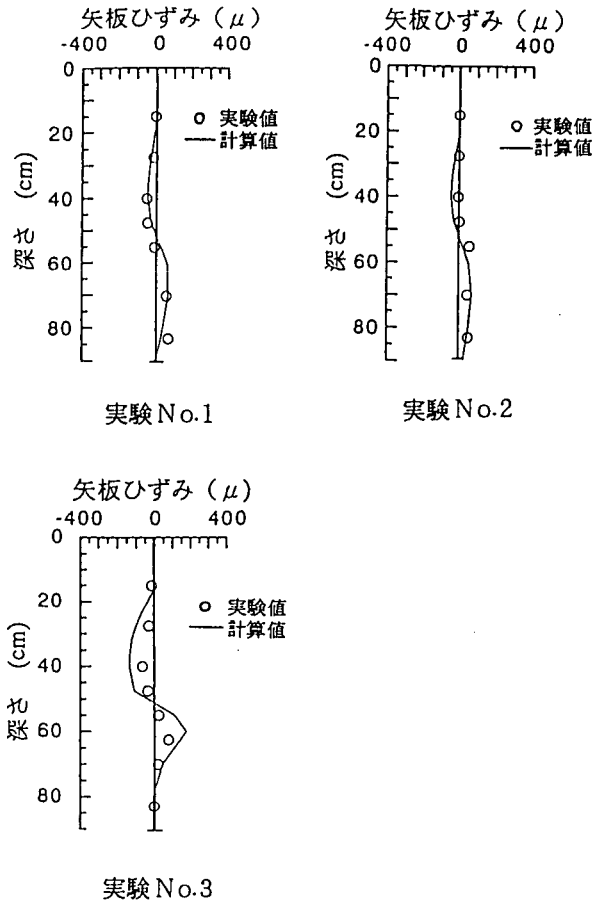
図－4.6.10　矢板曲げひずみ計算モデル（平均成分）

ロ．計算結果

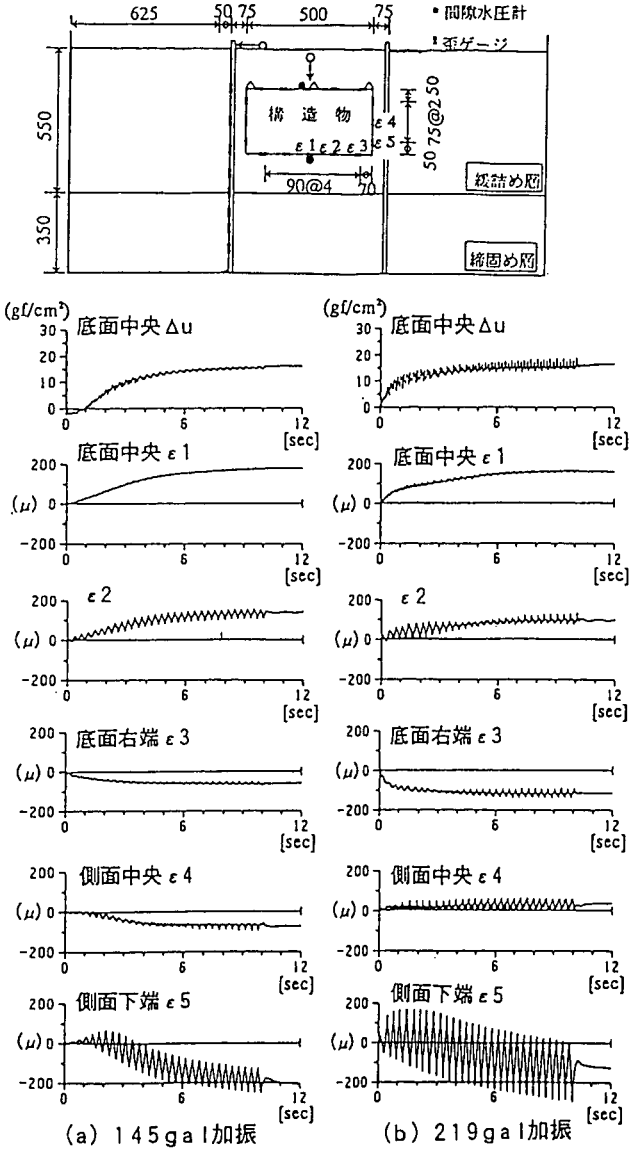
計算結果を図－4.6.11に示す。図には、実験における加振終了時点でのひずみ平均成分も併記した。実験では必ずしも緩詰め地盤全層が完全に液状化していないため単純比較はできないが、計算による終局ひずみ値は実験値を概ね表現している。

4)　構造物曲げひずみ

実験No.5の145, 219gal加振に対する構造物曲げひずみの経時変化を過剰間隙水圧の経時変化の一例とともに図－4.6.12に示す。なお、図には構造物のひずみ計測位置を示す概略図も付記した。構造物の曲げひずみには矢板ひずみ同様加振につれて漸増する平均的な成分（平均成分）とその周りを振動する振動成分が見られる。図－4.6.12(a), (b)より、構造物底面では、振動成分が小さく、かつ加振加速度の影響も小さいのに対し、側面では端部において振動成分が大きく、加振加速度の増加に伴いその値も大きくなっている。これより、振動成分は加振加速度が主変数の動的水平圧振動成分に依存すると考えられる。また、平均成分は底面・側面とも加振加速度によらずほぼ一定値に至ることから、過剰間隙水圧



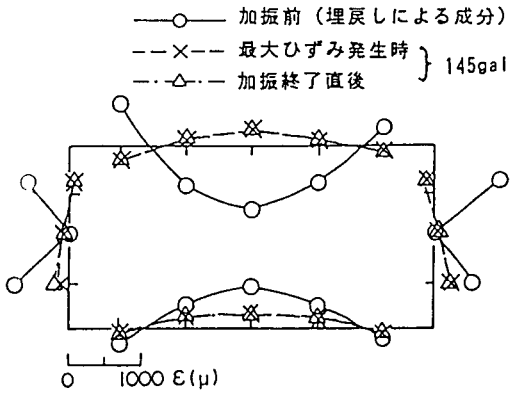
図－4.6.11　矢板曲げひずみの実験値と計算値（平均成分）



図－4.6.12　構造物の曲げひずみと過剰間隙水圧の経時変化

に依存すると考えられる。なお、何れの加振においても構造物周辺地盤はほぼ液状化状態に至っていた。以上より、液状化時には構造物の鉛直方向に底面での過剰間隙水圧、水平方向に矢板を介した動的水平圧が主に作用していると考えられる。

次に、加振前、145gal加振における最大ひずみ発生時、同加振終了直後の構造物曲げひずみの分布を図－4.6.13に示す（加振前については埋戻し前をゼロ、他は加振直前をゼロとした表示）。後者2つの分布が極似しているのは、加振終了直後のひずみ値が最大ひずみ発生時点での平均成分とほぼ等しく、その時点での振動成分の影響が

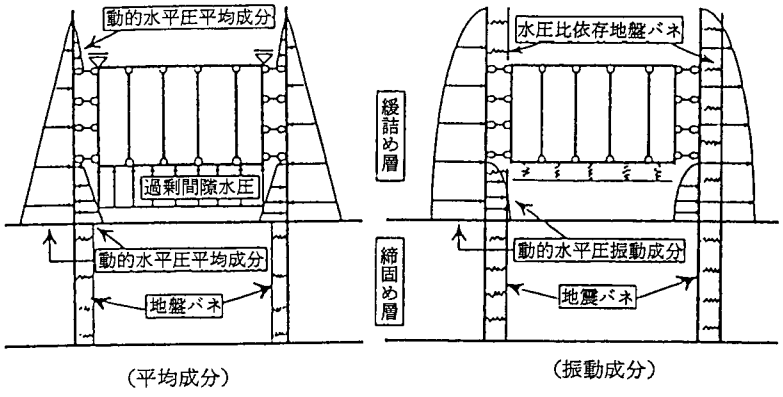


図－4.6.13　構造物の曲げひずみ分布

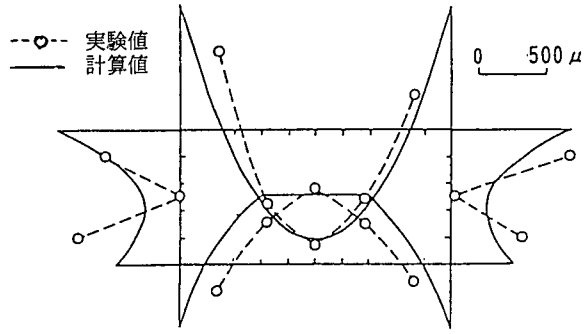
小さいためである（図－4.6.12(a) 参照）。さらに、加振前のひずみが加振によるそれよりも支配的であることから、構造物の曲げひずみの算定には、150gal程度の加振では加振前の静的荷重と加振による平均成分を考慮すればよく、一方、図－4.6.12(b)より200 gal以上では振動成分の増加にともない、その影響も無視できなくなると考えられる。

5) 構造物曲げひずみの算定

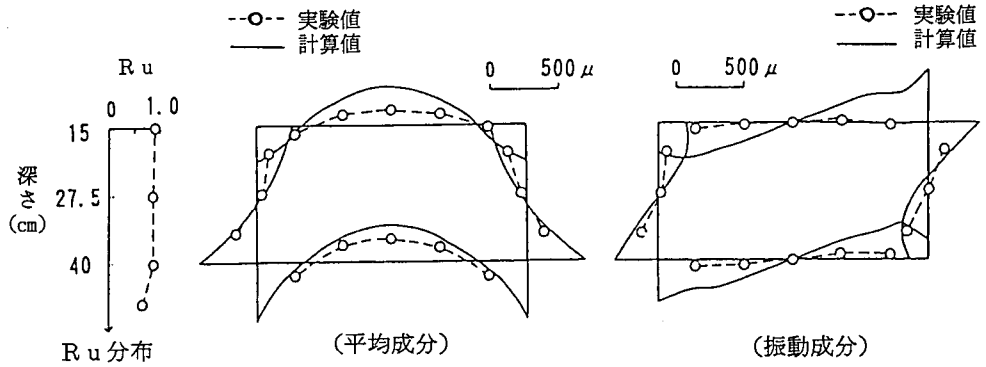
振動成分も含めた構造物曲げひずみの算定を考えて、その影響が比較的大きくなる219gal加振に対して図－4.6.14に示す矢板ひずみ計算モデル同様の静的骨組モデルでの計算を試みた。なお、構造物中の鉛直部材は水による圧伝達を考慮したものである。また、平均成分モデルの構造物支持条件は浮上りに対する土の摩擦抵抗を考慮して上面両端でのピン支持とし、振動成分モデルでは構造物がロッキング的挙動を示すため底面でのバネ支持とした。構造物曲げひずみの計算結果を図－4.6.15に示す。加振前の



図－4.6.14 構造物の曲げひずみ計算モデル



（a）加振前ひずみ



（b）加振によるひずみ（219gal）

図－4.6.15 構造物曲げひずみの実験値と計算値

ひずみは図－4.6.14の骨組モデルに静水圧と静止有効土圧(K_o=0.5) を作用させた結果で、平均成分は前述の式(1)に過剰間隙水圧比R_u（図－4.6.15中に併記）の実験値を用いた荷重を、振動成分は式(2)にR_uと地盤加速度の実験値を用た荷重を作用させた結果である。図より、加振前ひずみ、加振による平均成分は実験と計算が概ね一致し、振動成分もその影響が顕著な側面では概ね一致しており、図－4.6.14のモデルと荷重によって構造物の曲げひずみをほぼ計算できると考えられる。

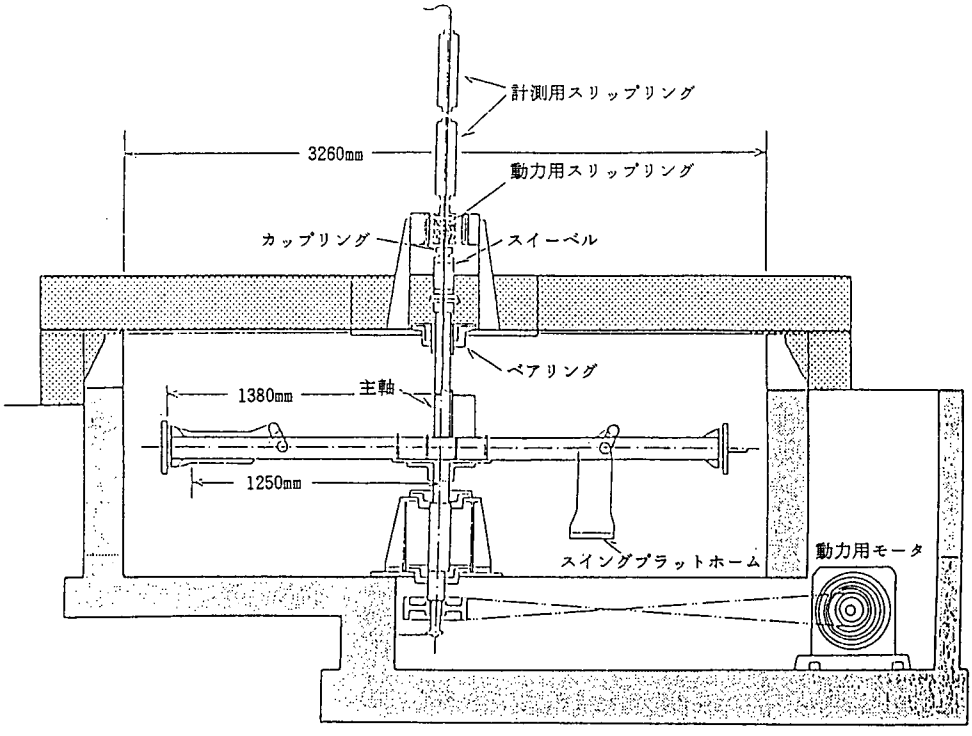
4.6.4　地中構造物の鋼矢板締切り工法に関する遠心模型実験

(1) 実験目的

地中構造物の液状化時の浮上り防止対策として、鋼矢板締切り工法がある。これまでに振動台実験によって、鋼矢板締切りによる浮上り防止効果が確認されており、鋼矢板に排水部材を取り付けた場合には対策工の効果が向上することが認められている。ここでは、地盤の応力－ひずみ－破壊関係の相似則が成立する遠心力載荷実験装置を用いて、鋼材による地中構造物の浮上り防止効果を定量的に確認することを目的として実験を行った[8)]。

(2) 実験方法

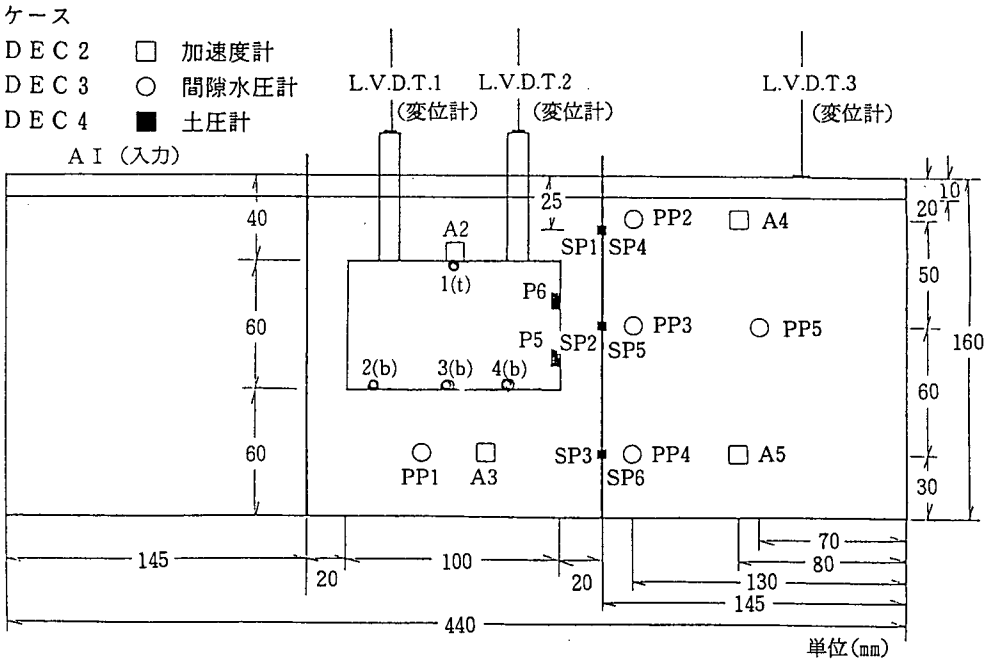
実験に用いた遠心力載荷実験装置を図－4.6.16に示す。模型土槽の寸法は幅44cm、高さ16cm、奥行き15cmの剪断土槽である。遠心模型実験における液状化現象のような動的問題での相似則に関しては、以下のような問題があり、実験目的に応じて時間スケールの影響を考慮する必要がある。すなわち、慣性問題に関する模型と原形の時間スケールの比は$t_m / t_p = 1/n$の場合に相似則が成立しているのに対し、拡散問題に関する時間スケールの比は$1/n^2$となるために、両者が同時に成立しないこととなる。この問



図－4.6.16　遠心力模型実験装置概要

題を解決するために、模型における拡散時間スケールだけをｎ倍する必要がある。間隙水として粘性の高い流体を用いて拡散時間スケールを調整する方法が一般的であるが、排水機能付き鋼材の排水性能の評価にも影響を与えることが懸念されるために、ここでは間隙水の粘性を調整せずに、砂の粒径を調整することによって、拡散時間スケールの相似則を保つ試みを行った。

対象とした地中構造物は幅5m、高さ3mの共同溝で土被り厚として2.5mを想定した。実験の遠心加速度を50Gとして縮尺1/50の模型実験を実施した。実験に用いた砂は、拡散の相似則を近似させる目的から粒径の小さな8号硅砂（D_{50}=0.1mm）である。遠心力実験における測定項目と測定位置を図－4.6.17に示す。実験ケースは表－4.6.3に示すように、共同溝だけが存在する場合と、鋼矢板で締切る場合、および排水機能付き鋼矢板で締切る場合を対象とした6ケースである。鋼矢板模型は、Ｖ型の鋼矢板の剛性を近似させたアルミ板によって作成し、排水部材はメッシュのある排水溝を模型矢板面に取り付けた。入力加速度は振幅10Gの正弦波100Hz、20波を与えた。これは原型で200gal、2Hzに相当する。



図－4.6.17　測定装置と測定点

表－4.6.3　実験条件

実験コード	実験条件	相対密度 Dr(%)	入力加速度](g)	共同溝模型
DEC0	平地盤	35	10.2	なし
DEC1	無対策	41	10.6	あり
DEC2	普通矢板	51	10.8	あり
DEC3	排水矢板	46	10.6	あり
DEC4	排水矢板	35	24.6	あり
DEC5	平地盤	42	10.4	なし

(3) 実験結果および考察

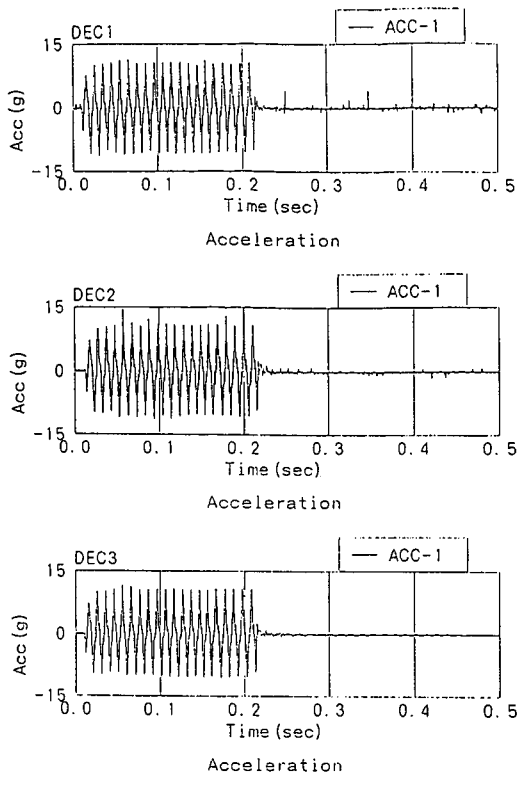
図－4.6.18は各ケースにおける入力加速度波形である。ほぼ同レベルの加速度が入力されている。

図－4.6.19は各ケースにおける地盤中の過剰間隙水圧の変動である。鋼矢板のみでは、過剰間隙水圧の発生と消散が無対策の場合と大きくは変化していないが、排水機能付き鋼矢板によって、水圧の上昇が抑止され、その消散が促進されていることがわかる。

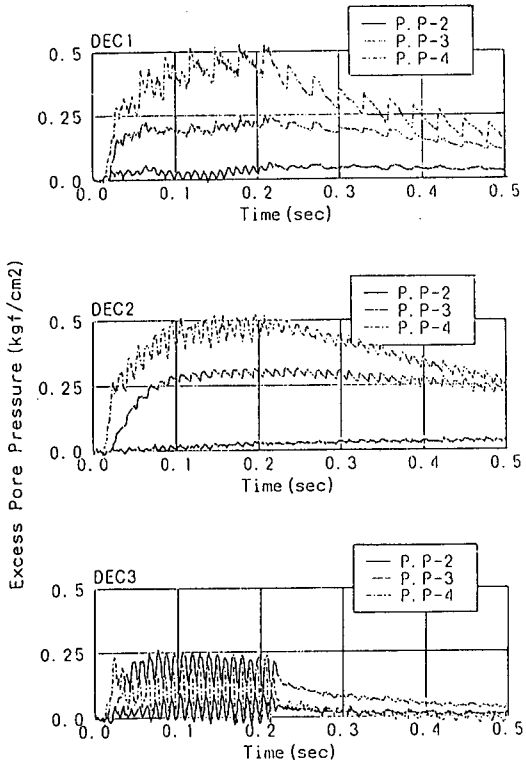
図－4.6.20は軀体に取り付けた水圧計の測定記録である。軀体底面の過剰間隙水圧の上昇も排水機能付き鋼矢板によって減少している。

図－4.6.21は鋼矢板の内外面に取り付けた土圧計の測定結果である。各断面で排水機能付き鋼矢板の効果によって、土圧変動の絶対値が小さくなっている。

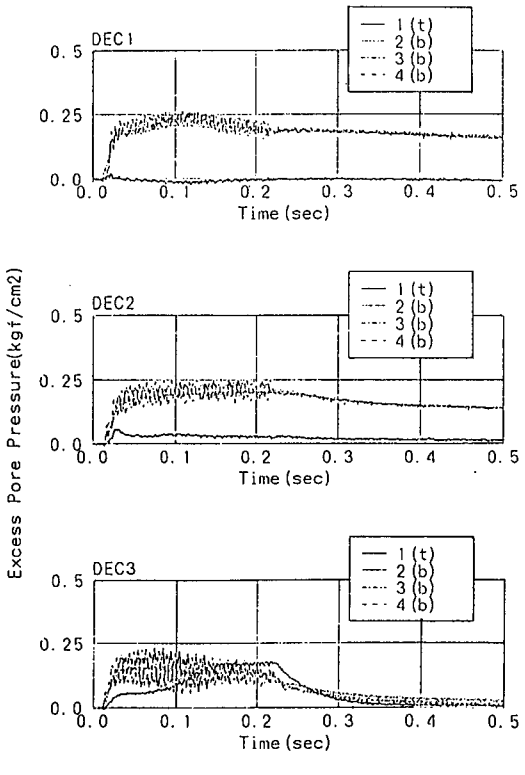
図－4.6.21は加振時の共同溝模型の浮上り量を示している。本実験では、重力下に換算した無対策時の浮上り量が170㎜、鋼矢板締切り工で105㎜で、排水機能



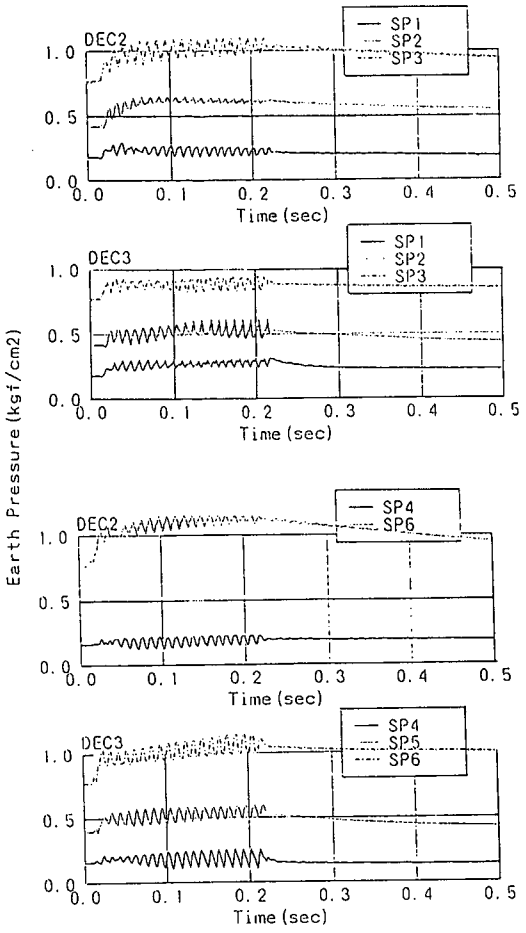
図－4.6.18　入力加速度



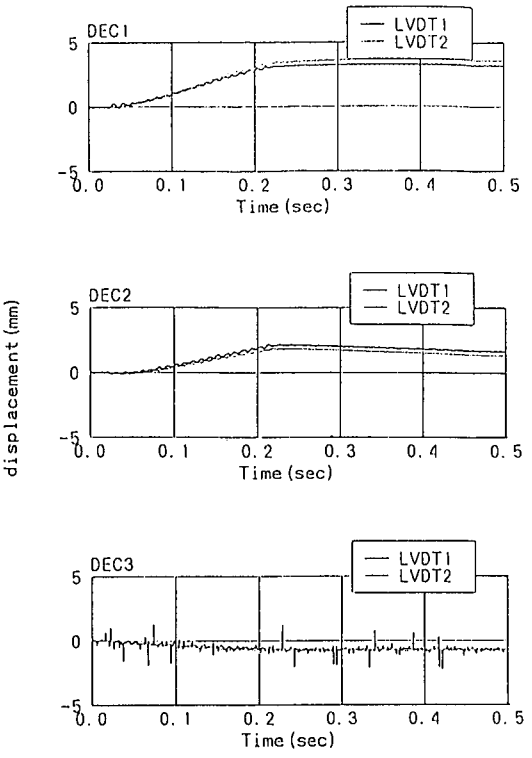
図－4.6.19　地盤内の過剰間隙水圧の変化



図－4.6.20　軀体に作用する過剰間隙水圧の変動



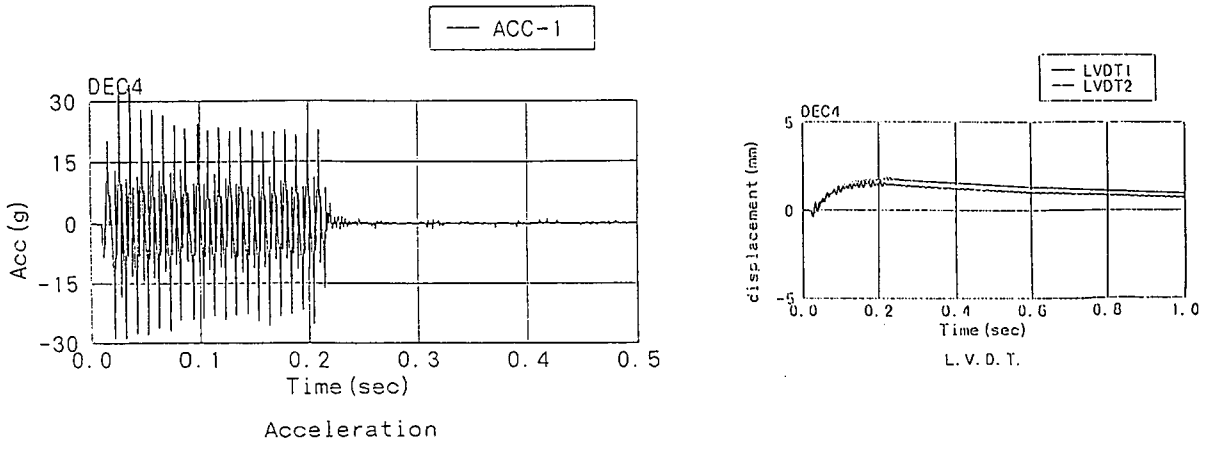
図－4.6.21　鋼矢板に作用する土圧の変動



図－4.6.22　軀体の浮き上がり量

付きの場合には逆に35㎜の沈下が生じている。これは、鋼矢板によって締切られた部分の排水による体積減少によるものと考えられる。

図－4.6.23は排水機能付き鋼矢板を設置した模型に500gal相当の入力で加振した場合の共同溝の浮上り量である。地震加速度が大きく、排水部材による過剰間隙水圧の消散が間に合わない場合には、地中構造物が浮き上がる結果となった。



図－4.6.23　500gal 入力時の軀体の浮き上がり量

このように、排水機能付き鋼矢板による締切りによって、地中構造物の浮上り対策が可能であることが示された。地中構造物の浮上り量の評価に関しては、今後の検討が必要であるが、入力加速度の大きさおよび継続時間で決定される地中構造物下の過剰間隙水圧比と排水性能による水圧消散効果の双方によって浮上り量あるいは沈下量が設定できるものと考えられる。

4.6.5　まとめと課題

(1)　液状化地盤中の柔壁に作用する動的水平圧に関する振動台実験を実施し、以下の点が明らかになった。

1)　振動成分は、柔壁と液状化地盤の動的相互作用に依存するため各深度における壁の加速度または地盤の加速度と関係が強く、その算定に剛壁に対する式を用いると実験値を上回り、曲げ剛性が小さいほどその傾向が強くなる。また、算定式中の地盤加速度に替え壁の加速度を用いると実験値により近い結果を与えた。

2)　平均成分は、その算定に剛壁に対する式を用いると実験値が計算値を上回り、その傾向は壁の曲げ剛性が小さいほど顕著であった。

(2)　地中構造物の鋼矢板締切り工法に関する振動台実験により以下の点が明らかになった。

1)　地盤の加速度増幅が見られるせん断強度保持段階においては矢板ひずみは小さく、水圧上昇とともに増加し、地盤液状化後になおも正弦波加振を継続すると最大振幅での定常振動を示した。

2)　今回の実験で計測した矢板ひずみはすべて加振と同周波数の成分が卓越した振動を示した。また、いずれの実験においても締固めと緩詰め両層の境界近傍で最大ひずみが見られた。これは、液状化層と、非液状化層の間で加振によってずれせん断的な現象が繰り返されるためと考えられる。

3)　矢板の曲げ剛性が小さい場合にも矢板－構造物の一体化によって見かけ剛性が大きくなるため、剛壁への動的水平圧を静的骨組みモデルに作用させて得られる矢板の曲げひずみ計算結果は、振動成分、平均成分とも実験値と概ね一致した。このうち、振動成分については、各深度における地盤加速度に替えて台加速度による外力を用いると安全側の結果を与えた。

4)　鋼矢板締切りを施した地中構造物に生じるひずみは、静水圧・静止有効土圧による成分が支配的であり，次いで加振中の平均成分ないし振動成分であった。このうち振動成分は150gal程度の加振では非常に小さいが、加振加速度の増加とともに影響度を増し、200gal程度になると無視できなくなった。

5)　構造物に生じる曲げひずみに関しても、矢板と同様の静的骨組みモデルによってひずみの計算が可能である。

(3)　地中構造物の鋼矢板締切り工法に関する遠心模型実験により以下の点が明らかになった。

1)　排水機能付き鋼矢板による地中構造物の浮上り対策効果が十分にあることが確認できた。

2)　浮上りの永久変形量の評価方法の検討として、排水性能と加速度レベルを考慮した浮上り予測の検討が今後必要となろう。

（住友金属工業、新日本製鐵）

参考文献

1) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書第91号、pp123～136、平成5年5月

2) 古関、古賀：液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験、土木学会第46回年次学術講演会pp224～225，1991年

3) 喜田、西谷他：模型液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験、土木学会第46回年次学術講演会pp222～223，1991年

4) 安田：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会、pp160～161、昭和65年11月

5) 西谷、喜田、飯田：排水機能付き鋼矢板による埋設構造物の液状化対策に関する振動台実験、第26回土質工学研究発表会、pp1021～1022, 1991年

6) 喜田、西谷：排水機能付き鋼矢板締切り工法の挙動、土木学会第48回年次学術講演会 pp. 206～207, 1993年

7) 野田、喜田他：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について、第20回地震工学研究発表概要、pp281～284, 1989年

8) 石川、広岡他：排水機能付き矢板に囲まれた飽和砂地盤中の埋設構造物の地震時挙動、第29回土質工学研究発表会（投稿中），1994年

4.7　締固め工法の設計・施工法の検討

4.7.1　締固め地盤の強震時挙動に関する調査

(1) 調査の目的

平成4年度共同研究では、現行の締固め工法の設計・施工法の概要をとりまとめるとともに、設計・施工の実事例および留意点を示した。さらに、締固め工法によって改良された地盤の諸物性、特に動的物性についての知見の収集を行い、設計グループへ供した。

この中で、締固め工法における設計・施工上の残された課題として

① 締固め地盤の強震時挙動に関する課題

② 締固め工法による改良効果に関する課題

③ 施工面での課題

が挙げられ、平成5年度以降は2段階設計への対応を念頭に置き、①の課題に対する検討を進めることとなった。

締固め地盤の強震時挙動に関しては現在、豊富な実データをもとに明確な結論が得られているような状況にはなく、このため、例えばＬ２（大規模地震）に相当するような地震に対しても液状化が生じないような改良地盤を造成しようとする場合、現行の設計法（施工仕様の決定法）に従うと現実的には施工不能となってしまうケースが生じる場合がある。例えばＳＣＰの砂杭を施工不可能な数十cmのピッチで造成したり、振動棒工法を同じような狭いピッチで施工せざるを得ないといった机上の検討結果が得られることになる。また強震時を想定したうえで、締固め地盤上の盛土や締固め地盤内の線状・面状構造物の設計を行う際にも、締固め地盤が強震時において実際にどのような挙動をとるのかを知る必要がある。特に締固め工法の場合、その特徴として締固め地盤のもつねばり強さ（サイクリックモビリティによる完全な強度喪失の抑制現象）が挙げられ（例えば吉見[1]）、上記の問題を解決するにためには液状化対策の施工仕様の設定、構造物の設計に際してこれを積極的に設計に取り入れていくことが必要となる。

このような背景のなかで、共同研究第1グループのうち「締固め工法の整備」グループでは強震時における締固め地盤のねばり強さを念頭においた締固め工法の設計法（改良仕様の設定法）に関する検討を実施するとともに、強震時の挙動に関するこれまでの知見を構造物設計グループへ提供していく予定である。本年度はその第一段階として、締固め地盤の強震時挙動に関する文献調査を実施した。その目的を改めて以下にまとめる。

① 締固め地盤が実際に大地震に遭遇、あるいは人為的な加振を受けた際の応答（入力加速度の大きさに応じた過剰間隙水圧の上昇量など）の実データを収集し、締固め地盤の実際の液状化抵抗を調べること（本年度）。

② ①で得られた実データを用いて締固め地盤の液状化抵抗を評価し、Ｌ２対応の施工仕様の設定法を提案すること（次年度）。

③ ①で得られたデータを2段階設計のための参考データとして構造物グループへ提供すること（次年度）。

文献調査は、上記の①のデータに関するものの他、締固め地盤からサンプリングした試料の液状化強度や数値解析例、現行設計法の事例など多岐に渡って実施した。これらの文献調査内容と上記の目的との関連を図－4.7.1にとりまとめた。図中に記した文献調査の具体的な内容を以下に示す。

(1) 実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

原位置の締固め地盤が巨大地震に遭遇した際の挙動（加速度・間隙水圧の計測事例や、被災、あるいは被災を免れた例）に関する事例の収集

(2) 締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

原位置の締固め地盤や密な洪積砂地盤に対する人為的な強制加振実験における実験データ（加振加速度と過剰間隙水圧値、あるいは地盤のN値との関係など）の収集

(3) 密な砂の強震時挙動に関する検討事例

室内で密に調整した試料等を対象とした動的試験（振動台実験や要素試験など）に関する事例の収集

(4) 締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例

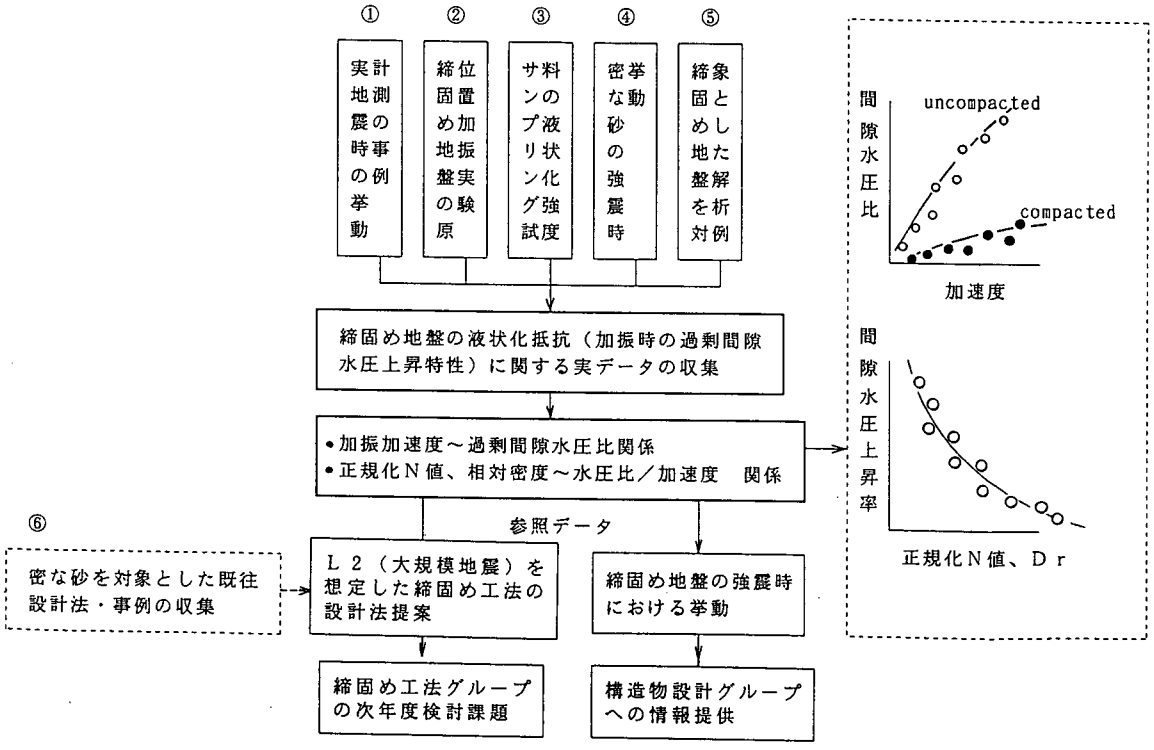
締固めによる地盤改良が地震時の応答に及ぼす影響を検討した数値解析の事例に関する文献調査

(5) 締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

締固め地盤よりサンプリングした試料を用いた動的強度試験などの事例収集

(6) 密な砂地盤を対象とした設計法に関する調査

密な砂の液状化判定法や締固め地盤の地盤バネなど、設計にかかわる諸情報の収集



図－4.7.1　文献調査の目的と各調査項目との関連

(2) 調査方法および対象範囲

文献調査は、種々の刊行物や研究所報および地震被害に関する報告書等を対象として行った。以下に調査方法の概要をまとめる。

1) 対象刊行物および対象期間

① 対象刊行物

表－4.7.1に示す刊行物および実地震被害に関する報告書

② 対象期間

1980年～1993年を対象とする。ただし実地震被害に関する報告はこれ以前のものにもさかのぼる。

表－4.7.1 対象刊行物一覧

A	土質工学会関係	Soils and Foundations、土質工学研究発表会
B	土木学会関係	土木学会論文集、年次学術講演会
C	建築学会関係	建築学会論文集、年次学術講演会
D	建設省関係	土研資料、土木技術資料
E	港湾技研関係	港湾技研報告
F	鉄道総研関係	鉄道総研報告
G	電中研関係	電中研報告
H	大学関係	A、Bに含まれるため実施しない
I	民間企業報告	ゼネコン各社技術研究所報
J	雑誌	土と基礎、基礎工、土木施工、電力土木など
K	研究発表会	地震工学シンポジウムなど
L	震災報告書	新潟、十勝沖、宮城県沖、日本海中部、釧路沖 北海道南西沖

2) 事例収集および文献調査のキーワード

文献調査では、文献名、著者・出典の他に調査内容別に以下に挙げるような項目を設け整理を行った。

① 実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

- 地震名と規模（新潟、十勝沖、宮城県沖、日本海中部、釧路沖、北海道南西沖）
- 地盤の概要（地盤の層序や初期N値、細粒分含有率など）
- 工法名および施工仕様・改良効果（締固め工法の種類、施工ピッチ、改良後N値等）
- 構造物の種類や規模

② 締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

- 地盤の概要（改良前、あるいは洪積砂地盤の状況、初期N値など）
- 工法名および施工仕様・改良効果（締固め工法の種類、施工ピッチ、改良後N値等）
- 実験方法（原位置加振の方法や計測項目）
- 結果概要（実験で得られた加速度比～過剰間隙水圧比データの概要）

③ 密な砂の強震時挙動に関する検討事例

- 試験方法（振動台実験、振動三軸・中空ねじり試験など）
- 供試体条件（用いた砂の種類およびモデル地盤・供試体の作成方法、相対密度など）

④ 締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例収集

- 解析の概要（解析手法、地盤の構成則、入力動、構造物モデルなど）

⑤ 締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

・地盤概要（地盤の層序や初期N値、細粒分含有率など）

・工法名および施工仕様・改良効果（締固め工法の種類、施工ピッチ、改良後N値等）

・実験概要（サンプリング法、室内試験の方法など）

⑥ 密な砂地盤を対象とした設計法に関する調査

・規準名、関連期間、設計に必要な定数、設計式など

(3) 調査結果

以下に文献調査によって得られた代表的な事例を示す。なお、調査結果の総括は7)調査結果のまとめのなかで述べる。調査結果は、文献調査の内容別に以下のように便宜的に区分したうえで、上記の調査項目を記入できる調査票を用いて各事例ごとにとりまとめた。

Ⅰ．実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

Ⅱ．締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

Ⅲ．密な砂の強震時挙動に関する検討事例

Ⅳ．締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例

Ⅴ．締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

Ⅵ．密な砂地盤を対象とした設計法・設計例に関する調査

なお、収集した文献は調査票に記述したものも含めて章末の文献一覧にとりまとめた。ただし巻末の一覧表では上記のⅠをAグループ、ⅡをBグループ、Ⅲ，ⅣをCグループ、ⅤをDグループとして掲載している。

1) 実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

締固め工法によって改良された地盤上に建造された構造物が実際の巨大地震に遭遇した事例については、既に平成4年度共同研究報告書[2)]のなかで一部述べた。代表的な事例として新潟地震の事例、宮城県沖地震の事例、釧路沖地震の事例を事例Ⅰ－1に示す。また表－4.7.2には、その他の事例も含めて過去の実地震における締固め地盤の被災例、あるいはこれを免れた事例を一覧表にとりまとめた。

表－4.7.2に示した事例では構造物の被害の有無や改良前後でのN値、あるいはFL値を記述しているが、実地震時に締固め地盤がどの程度揺れ、それによって過剰間隙水圧がどの程度上昇したのか、といった定量的なデータは示されていない。このようなデータは、締固め地盤に加速度計や間隙水圧計を設置しておき、忍耐強く巨大地震の到来を待つ、という現地観測の作業を要するため、いままで実データは全く得られていなかった。ところが1993年に発生した釧路沖地震では、未改良およびSCP工法によって改良（パイルピッチ1.6m，杭径70cm）された砂質地盤中に設置された加速度・間隙水圧計によるデータ収集に成功し、未改良地盤では液状化に近いレベルの過剰間隙水圧が検知されたのに対して改良地盤では水圧上昇量が低く押さえられる（未改良地盤では過剰間隙水圧比が1を越え液状化の発生が検知されたのに対して、SCPによる改良地盤では過剰間隙水圧比で8％から22％とかなり低い値に押さえられていた）という貴重なデータが得られた。その事例を事例Ⅰ－2、3に示す。特に事例Ⅰ－3では、1991年の浦河沖地震における実測データ（この時は液状化レベルまでの過剰間隙水圧は発生せ

表－4.7.2　締固め地盤の実地震時の被災に関する事例

No	地震名	工法名	構造物	被災の有無	引用文献
1	宮城県沖	ＳＣＰ工法	タンク	無（沈下有）	石原ら[A-1]
2	日本海中部	ＳＣＰ工法	タンク	無被害	土木学会[A-3]
3	新　潟	ＶＦ工法	タンク	2,3cmの沈下	Watanabe[A-4]
4	十勝沖	ＶＦ工法	工場	軽微な被害	Ohsaki[A-5]
5	宮城県沖	ＶＦ工法	タンク	被害有り	吉見[A-6]
6	日本海中部	置換・締固め工	タンク	無被害	国生ら[A-7]
7	釧路沖地震	ＳＣＰ工法	港湾施設	小さな段差	土木学会[A-9]
8	北海道南西沖	ＳＣＰ工法	港湾施設	一部段差	基礎地盤[A-10]
9	千葉県中部	表層転圧	LNGタンク	無被害	岩楯ら[A-12]
10	釧路沖地震	ＳＣＰ工法	道路盛土	水圧発生少	文献[A-2、34]

注）引用文献の番号は文献リスト中のもの。SCPはサンドコンパクションパイル工法、ＶＦはバイブロフローテーション工法を表す。

ず）との比較から過剰間隙水圧の発生が地盤の応答に及ぼす影響が検討されており、締固め工法の強震時挙動についての貴重な知見を与えるものといえる。また事例Ⅰ－４、５には、グラベルコンパクションパイル工法（礫材を用いて排水機能を付加した締固め杭工法）により改良された地盤の加速度データ、および釧路沖地震における港湾施設での地震後の実測沈下量に関する改良・未改良での比較事例をとりまとめた。

2)　締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

締固め工法による改良効果を、再加振時における過剰間隙水圧の上昇特性によって検証する原位置加振実験の試みは、いままでに幾つかの実施例を挙げることができる。これらはその大半が、締固めに用いたＳＣＰのケーシングや振動棒工法の振動ロッド（H鋼など）を締固め地盤に再貫入し、締固め用の大型バイブロを加振源として間隙水圧上昇値を図るという方法を採っている。事例Ⅱ－１～８には代表的な原位置加振実験の事例とその結果をとりまとめた。これらの実施例を概観すると，締固め地盤と未改良地盤に同等規模の再加振を加えた場合、発生する過剰間隙水圧は後者に比べて前者のほうが明らかに小となり、締固めによる液状化抵抗の増大が確認されている。なお、このような締固め用バイブロを用いた加振実験は、原位置において締固め施工後に連続して実験が可能な利点を有しているが、実地震とは加振振動数や加振時間、地盤のひずみ量等が異なること、あるいは過剰間隙水圧の発生領域が加振源の近傍に限定されること、排水性のよい地盤では加振時に間隙水圧の消散を伴う可能性があることなど、いくつかの問題点を有していることに留意しなければならない。

3)　密な砂の強震時挙動に関する検討事例

密な砂の強震時挙動に関する検討事例を事例Ⅲ－１～５に示す。これらは人為的に作製した密な砂地盤モデルに対する振動台実験の結果が主体となっており（事例Ⅲ－５のみ中空ねじり供試体を使用）、加振時におけるモデル地盤の加速度と過剰間隙水圧発生量等の計測が行われている。これらの実験結果によると、密な砂を加振した際の過剰間隙水圧や有効応力経路には顕著なサイクリックモビリティの現象が見られ、これが緩い砂では見られないこと、すなわち締固め地盤のような密な砂地盤の強震時にお

ける特徴的な挙動であることが述べられている。なお、小型のせん断土槽を用いる振動台実験では、地盤モデルの土被りが小さな、いわゆる低拘束圧での実験となるため実現象との直接的な対応づけが難しい。これに対し、事例Ⅲ－２では高さ３ｍの大型土槽を用いた実物大実験が実施されており、実地盤に近い寸法での貴重なデータが得られている。

4)　締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例

数値解析の事例は事例Ⅳ－１、２の２事例を記載した。事例Ⅳ－１は「地盤の液状化対策に関するシンポジウム」の中で実施された一斉解析（新潟地震の川岸町アパートを対象）の事例を示しているが、調査票に記載した２種類のモデルによる解析例以外にも幾つかの構成則を用いた解析例が紹介されている。また、調査票以外にも密な砂のサイクリックモビリティを考慮した解析が社本[C-8)]や三原[C-9)]らによって試みられている（文献一覧参照）。

5)　締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

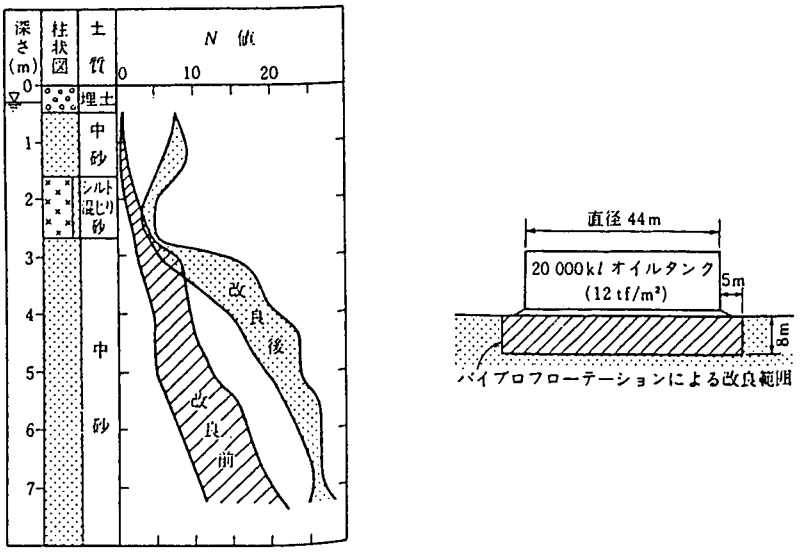
締固め工法によって改良された地盤からサンプリングされた試料を用いて振動三軸試験等を実施し、液状化強度を求めた事例を事例Ⅴ－１～５に示した。なお事例Ⅴ－４、５は、参考資料として何種類かの相対密度に調整した密な砂の液状化強度に関する室内試験の例を示したものである。これらの検討結果によると、地盤改良によって液状化強度が実際に増加していること、Ｎ値と液状化強度との間に良好な相関性が認められること等が明らかにされている。ただし、三原[D-3)]が述べているようなK_0値の問題（調査票参照）やサンプリング方法の影響などに締固め地盤の液状化強度の評価に際しての問題点が残されていることも確かである。

6)密な砂地盤を対象とした設計法・設計例に関する調査

密な砂地盤を対象とした設計例を事例Ⅵ－１～４に示す。収集した事例は国生の研究成果を反映させた密な砂の液状化判定法（原子力）[3)]、Ｌ２相当の強震時への対応を考慮したＧＣＰパイルの設計例（山本ら[4)]）、およびＳＣＰ工法で締固められた地盤で実施された原位置での動的な杭の載荷試験結果[B-8)]（地盤バネのデータ）に関するものであり、また事例Ⅵ－４では液状化解析を用いたＳＣＰ工法の新しい設計法[C-32)]を紹介している。

Ⅰ．実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

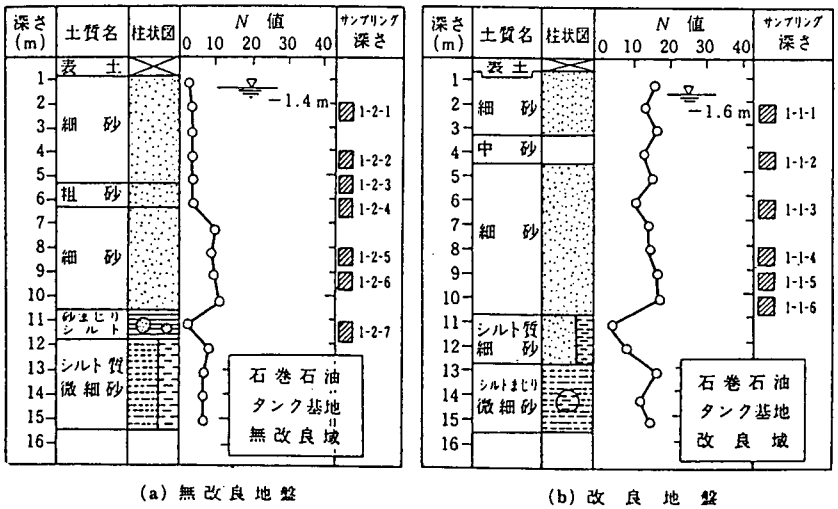
事例－Ⅰ－1	締固め地盤上に構築された構造物が実地震に遭遇した事例



図－1　新潟地震におけるＶＦ工法の事例[A－4)]

(a)　新潟地震での事例[A－4)]

新潟地震では、ＶＦ工法によって改良された地盤上に建造された３基のオイルタンクが液状化による被災を免れた事例が報告されている（渡辺）。図-1はＶＦ工法による改良範囲と改良効果を示したものであるが（吉見吉昭「砂地盤の液状化」より引用）、ＶＦ工法の施工はピッチ１．４～１．５ｍの三角形配置で行われており、図に示すように中砂部分のＮ値が地盤改良によってかなり増大していることがわかる。この結果、非改良地盤上のオイルタンクが著しい沈下・傾斜をきたし使用不能となったのに対して３基のタンクは何等支障がなく、その後の使用に耐えうる状態であったことが報告されている。



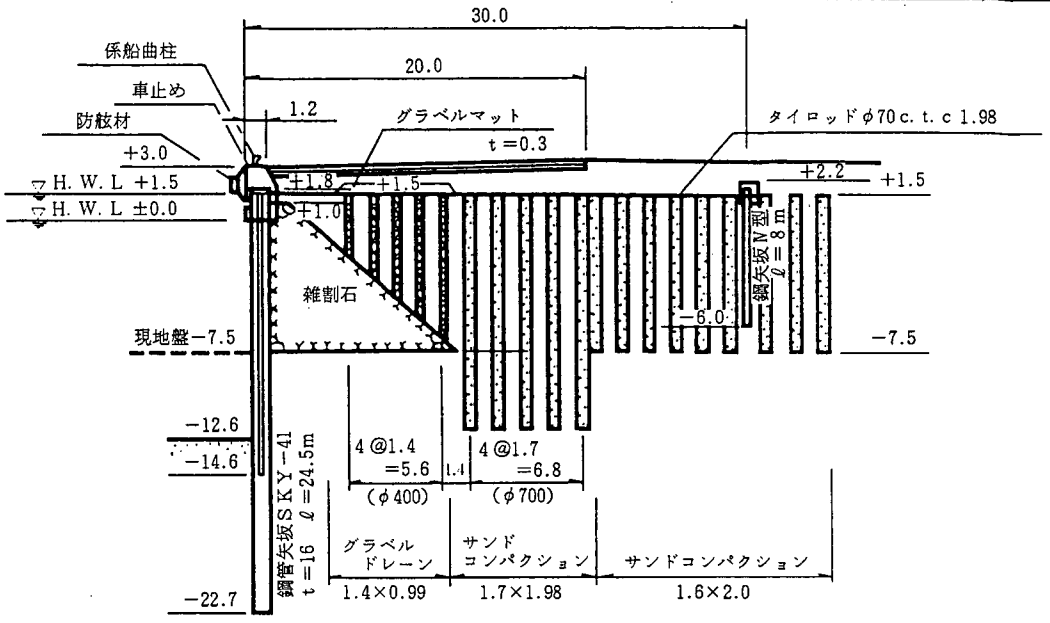
図－2　宮城県沖地震におけるＳＣＰ工法の事例[A－1)]

(b)　宮城県沖地震での事例[A－1)]

宮城県沖地震では、ＳＣＰ工法による改良を施した地盤上のタンクが液状化被災を免れた事例が報告されている（石原ら）。図-2は改良地盤と無改良地盤のＮ値を比較した結果を示しているが、改良地盤ではＳＣＰ工法による対策（ピッチ１．８ｍの三角形配置）によってＮ値が１５付近まで増加していることがわかる。石原らの解析によると、無処理地盤ではＦｌ値＜１であったものが地盤改良によってＦＬ＞１に改善されており、事実、改良地盤上のタンクは不等沈下などの被害を生ずることはなかった。

Ⅰ．実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

締固め地盤上に構築された構造物が実地震に遭遇した事例



図－3　釧路沖地震におけるＳＣＰ工法の事例[A－8)]

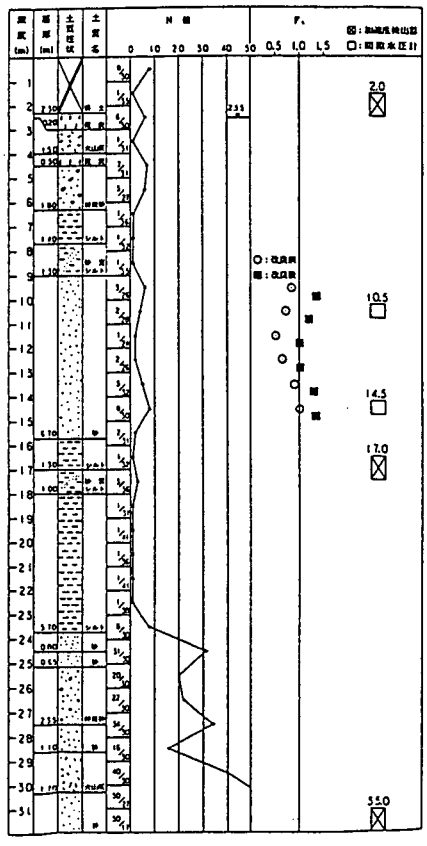
(c)　釧路沖地震の事例[A－9)]

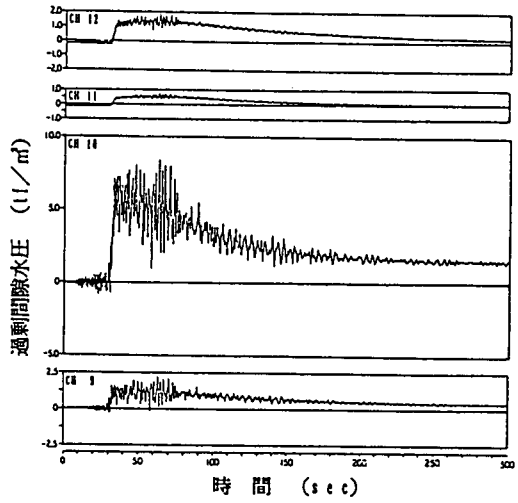
最近相次いで発生した釧路沖地震や北海道南西沖地震でも、地盤改良の有無が被災状況を明瞭に分けており、締固め工法による改良効果が確認された。釧路沖地震の際に被災を免れた港湾施設の地盤改良断面を図-3に示す。なお、本埠頭では、グラベルドレーン工法との併用や鋼材を用いた対策工法（ストラット工法）との併用が試みられており、いづれも高い耐震性を裏付ける結果となった。さらに北海道南西沖地震でも、地盤改良が施されていた西埠頭のみが被害を免れ、地盤改良工の重要性を示唆する結果となった。

この他、吉見によると十勝沖地震においてもＶＦ工法の有効性を示す報告がなされており[A－5)]、また他文献によると、日本海中部地震の際にもＳＣＰ工法による改良地盤上のタンクが無被害であったことが報告されている。一方吉見は、宮城県沖地震の際に深さ５ｍまでＶＦ工法によって改良された地盤の上に建てられていた石油タンクの基礎が相当な被害を受けた事例も紹介しており、必ずしも無被害とは限らない（ただし、締固め工法は地盤の浅部での締固め効果は必ずしも十分ではなく、その影響であった可能性も考えられる）。[A－6)]

Ⅰ．実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

事例－Ⅰ－2			
(1) 文献名	釧路沖地震における砂地盤の間隙水圧挙動		文献No A-2
(2) 著者・出典	小田島　大・西川　純一：土木学会第48回年次学術講演会, pp. 420～421.		
(3) 地震名および規模	地震名	釧路沖地震（１９９３年）	
	地震規模	M＝７．８、当該地点にて震度４、α_{max}=118 gal(GL-2m)	
(4) 地盤条件	地盤の概要	図-1参照。シルト層を挟む緩い砂層が１６m程度堆積。	
	土質条件	砂層の初期N値は２～５、細粒分含有率等は記述なし。	
(5) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	施工ピッチ１．６m、改良深度９～１６m、杭径７０cm	
	改良効果	道路橋示方書にてFL>1.0。改良後N値の記述はなし。	
(6) 構造物	種類	記述なし	
	被災状況	同上	





図－２　過剰間隙水圧データ

・改良地盤では過剰間隙水圧値がかなり小さい。

表－１　計測結果

測定項目	加速度								過剰間隙水圧			
ﾁｬﾝﾈﾙNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
測定方向	NS	EW	UD	NS	EW	NS	EW	UD	非改良地盤		改良地盤	
設置深さ(m)	35.0			17.0		2.0			14.5	10.5	14.5	10.5
最大値*)	67.1	56.2	25.1	70.5	61.5	117.8	93.1	46.6	2.26	0.45	0.82	1.85

*)　加速度：gal，過剰間隙水圧：tf／m²

加速度値は未改良地盤。

表－２　簡易判定との対応

ﾁｬﾝﾈﾙNo.	9	10	11	12
FL	1.516	0.992	1.967	1.645
Lu*)	0.23	1.09	0.08	0.22

*) Lu=Δu／σv'

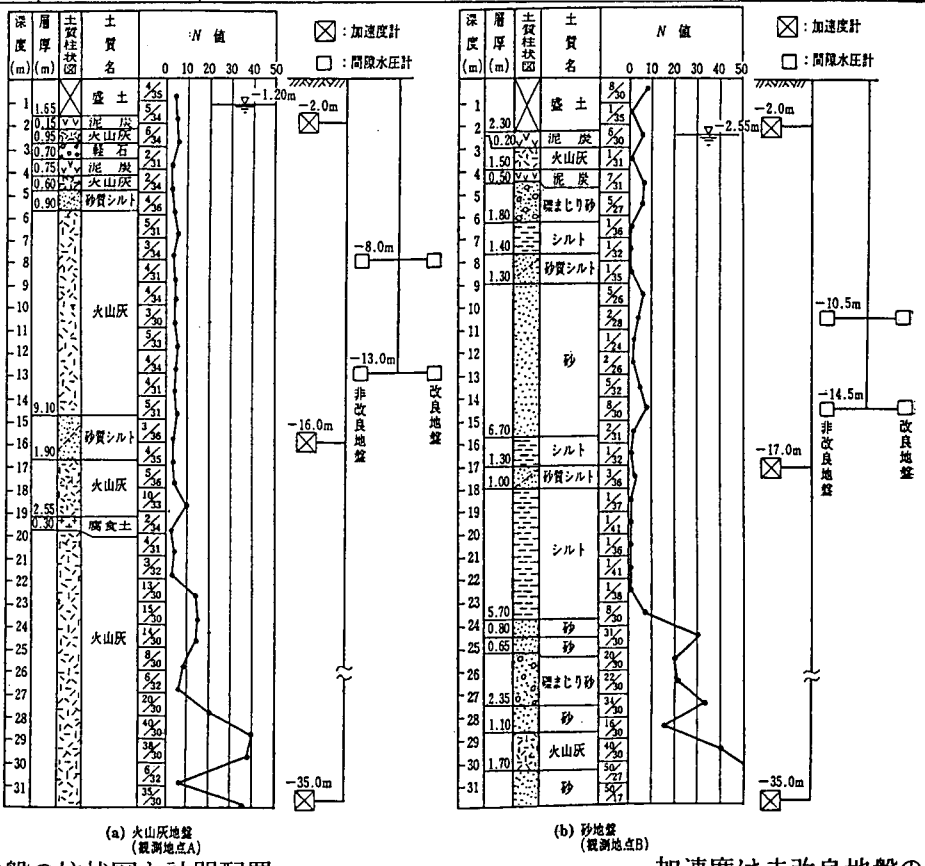
•No. 10ではLuとFLが対応。

→　未改良地盤の土性　。改良地盤は無記載。

(7)　結論

① 改良地盤の過剰間隙水圧のほうが非改良地盤より小さな値となっており、地盤改良効果が現れている。
② 改良地盤ではFL>1.0であったが、未改良地盤の深さ10.5mではFL=0.992であった。この深度でのLuは1.09となり（液状化）、液状化判定によるFL値と良い相関を示していた。
③ 地表面では液状化の兆候を確認できなかった（凍結のためか）

事例－Ⅰ－3			
(1) 文献名	１９９３年釧路沖地震における液状化アレー観測		文献NoA-34
(2) 著者・出典	西川　純一・小田島　大・森　伸一郎・三輪　滋：土と基礎, 42-3, pp. 57-62, 1994		
(3) 地震名および規模	地震名	釧路沖地震（１９９３年）・浦河沖地震（１９９１年）	
	地震規模	M＝７．８、震源深さ１０７km、震央距離２２０km	
(4) 地盤条件	地盤の概要	火山灰地盤および砂地盤の２箇所（図-1参照）。	
	土質条件	火山灰地盤は３～５、砂地盤は２～５（未改良地盤）。	
(5) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	記述なし（事例－１参照）	
	改良効果	記述なし（事例－１参照）	
(6) 構造物	種類	道路盛土基礎地盤の液状化対策	
	被災状況	記述なし	



図－１　両地盤の柱状図と計器配置

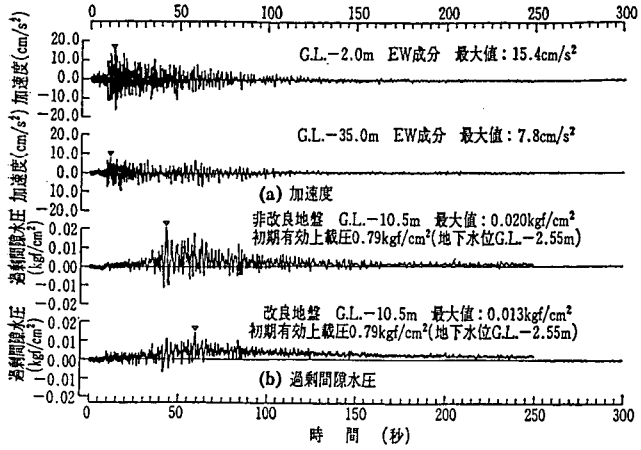
加速度は未改良地盤のみで計測
・釧路沖地震では火山灰地盤での計測に失敗。

表－１　観測された地震動の最大加速度値

No.	地震名	マグニチュード	震源深さ (km)	震央距離 (km)	地盤	火山灰地盤				砂地盤			
					深度	G.L.－2m		G.L.－35m		G.L.－2m		G.L.－35m	
					成分	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
1	1991年浦河沖	6.4	64	111		10.3	12.1	6.4	8.5	13.6	15.4	9.7	7.8
2	1993年釧路沖	7.8	107	220		—	—	—	—	117.6	93.1	67.3	56.3
3	1993年北海道南西沖	7.8	34	205		13.8	14.6	10.7	9.7	16.1	21.2	9.9	12.1

・３地震に対して観測に成功。釧路沖のみ液状化に近いデータとなった。
北海道南西沖地震では距離減衰特性の差により加速度値は小。

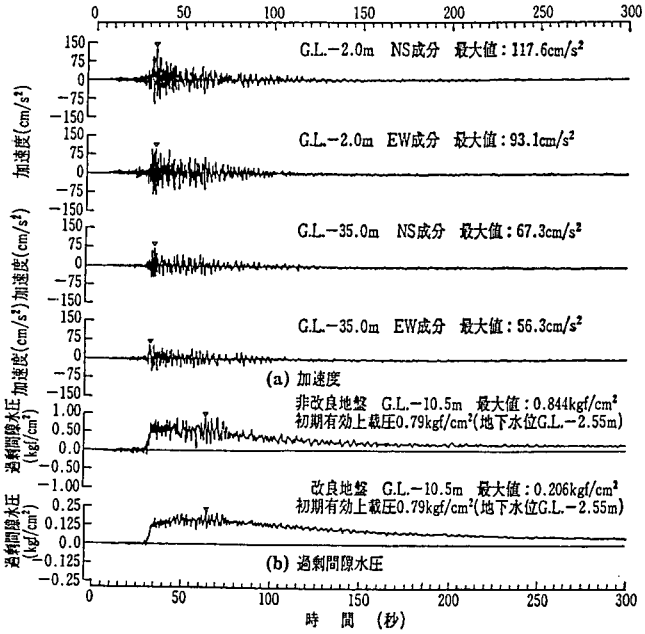
（続き）



砂地盤（観測地点Ｂ）の加速度時刻歴，間隙水圧時刻歴
（1991年11月27日の浦河沖地震）

図－２　浦河沖地震における観測データ

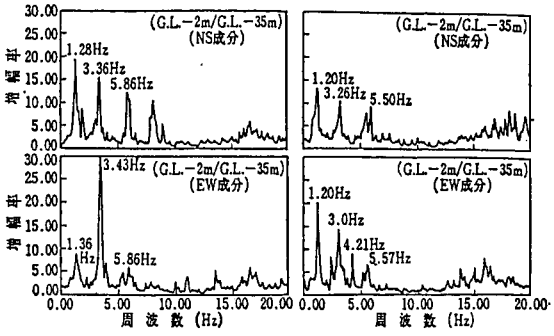
・浦河沖では振動的な水圧波形。
ただし、最大値は改良地盤のほうが小。



砂地盤（観測地点Ｂ）の加速度時刻歴，間隙水圧時刻歴
（1993年１月15日釧路沖地震）(地下水位は地盤調査時の値)

図－３　釧路沖地震における観測データ

・釧路沖では振動成分のピーク値では過剰間隙水圧比が１を越える。これを除くと水圧比で０．７５程度。 完全液状化時に見られるスパイク状の波形も見られない。



砂地盤（観測地点Ｂ）の伝達関数（1991年11月27日の浦河沖地震）

砂地盤（観測地点Ｂ）の伝達関数（1993年１月15日の釧路沖地震）

図－４　浦河沖と釧路沖での伝達関数の比較

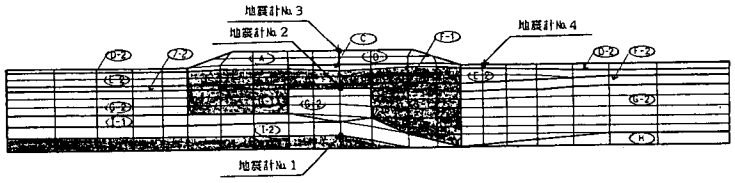
・釧路沖では、浦河沖に比べてピーク周波数が低周波領域側へ、ピーク値が減少する方向に変化。
・ピーク周波数の比から求まる剛性低下は８１から９０％と比較的小さい（液状化層の層厚が薄いため）。
・モード減衰ｈは浦河で３％、釧路沖で５％である。

(7)　結論

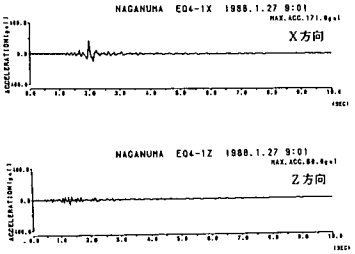
① 釧路沖地震においては、砂地盤で液状化アレー観測が成功。初期有効土被り圧に近いレベルに達するほどの過剰間隙水圧が観測された。
② 釧路沖地震（液状化）と浦河地震（非液状化）の記録を比較することにより、上昇した過剰間隙水圧が地盤振動に及ぼす影響を定量的に評価できた。また、スペクトル解析の結果から、地震動が大きくなると地盤の平均的な剛性が低下し、減衰が増大することが確認された。

Ⅰ．実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

事例　Ⅰ－Ⅰ－４			
(1)文献名	Ｇ．Ｃ．Ｐで改良された地盤で観測された地震記録の解析		文献 NoA-36
(2)著者・出典	高橋準一・柳沢栄司・三浦良信・加藤鎌之：第20回地震工学会, pp. 185～188.		
(3)地震名・規模	地 震 名	なし（1988年1月27日　宮城県北部にて発生）	
	地震規模	Ｍ＝４．５、震源深さ１１km、震央距離１０km	
(4)地盤条件	地盤の概要	沖積粘土（Ａｃ）、沖積砂（Ａｓ）の互層	
	土質条件	Ａｃ層；Ｎ＝２～３以下、Ａｓ層；Ｎ＝１０～２０	
(5)締固め工法	工 法 名	ｸﾞﾗﾍﾞﾙｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ（Ｇ．Ｃ．Ｐ）工法	
	施工仕様	盛土中央部で中間層、両サイドで基盤まで締固め（置換率10～15%）	
	改良効果	記述なし	
(6)構造物	種類	盛土	
	被災状況	記述なし	



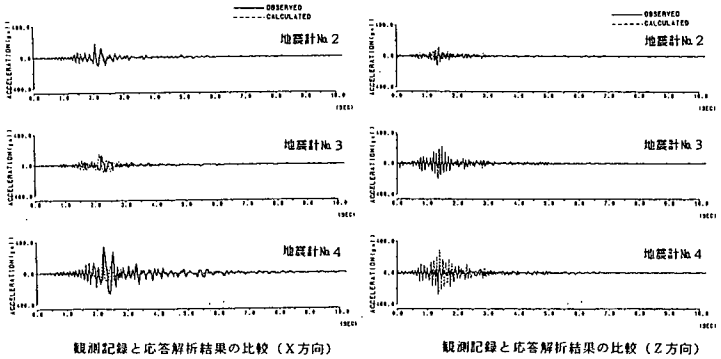
図－１　解析モデル地盤
盛土直下をＧＣＰにより
改良（基盤面まで）



図－２　入力地震波
（基盤面ｘ，ｚ方向）

地震応答解析に用いる土質定数

土　質	要素グループ	単位体積重量 (t/㎥)	せん断波速度 (m/s)	ポアソン比	備　考
埋　土（粘性土）	A	1.54	210	0.48	
埋　土（砂質土）	B	1.92	210	0.45	
ドレーン	C	1.80	210	0.45	
Ac II	D-1	1.57	140	0.49	C.C.P.
	D-2	1.57	50	0.49	
Ac II	E-1	1.57	140	0.49	C.C.P.
	E-2	1.57	85	0.49	
As I	F-1	1.80	140	0.49	C.C.P.
	F-2	1.80	130	0.48	
Ac I	G-1	1.52	140	0.49	C.C.P.
	G-2	1.52	140	0.49	
As I	H	1.80	130	0.49	
盛土～金沢層(T)	I-1	2.00	240	0.48	本図A3
盛土～金沢層(T)	I-2	2.00	430	0.48	基　盤



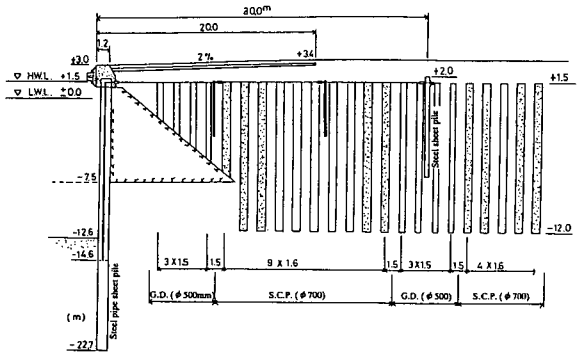
観測記録と応答解析結果の比較（Ｘ方向）　観測記録と応答解析結果の比較（Ｚ方向）

図－３　観測記録と応答解析結果
地震計２　改良地盤内部
３　盛土直上
４　無改良地盤
※２，３については比較的よく合っている。４の高周波成分を解析で表現できなかった。

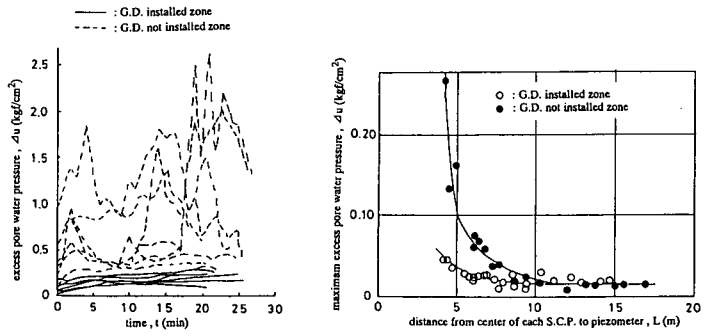
(7)結論
- 無改良地盤の高周波成分の応答を解析で表現できなかった。
- 上下動の応答値が実測と解析で大きく異なる。

Ⅰ．実地震時における締固め地盤の挙動に関する事例

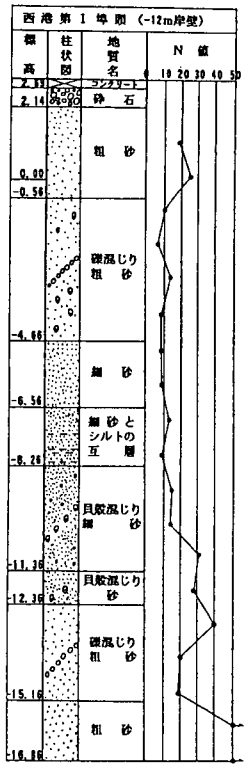
事例－Ⅰ－5			
(1) 文献名	1993年釧路沖地震における地盤災害の概要		文献No.A-35
(2) 著者・出典	土岐，三浦，山下：北海道支部土質工学会技術報告集　第34号 PP.4～13		
(3) 地震名および規模	地震名	釧路沖地震（１９９３年）	
	地震規模	マグニチュード 7.8	
(4) 地盤条件	地盤の概要	図-5参照（釧路西港第１埠頭）	
	土質条件	砂層は初期Ｎ値３～10	
(5) 締固め工法	工法名	サンドコンパクション工法（グラベルドレーン工法）	
	施工仕様	施工ピッチ 1.7m，　改良深度 9～13.5m，φ700mm,	
	改良効果	改良後Ｎ値20～30　両工法の境界での沈下の差は5cm前後	
(6) 構造物	種類	岸壁	
	被災状況	エプロンの沈下は10cm以下	



図－２　西港第１埠頭南岸壁断面図



図－３　西港第１埠頭南岸壁ＳＣＰ打設時における間隙水圧発生状況



図－１　西港第１埠頭土質柱状図

(7) 結論

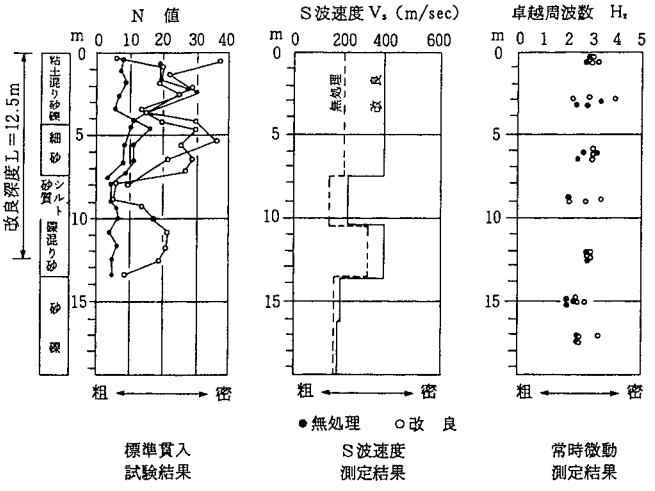
西港港湾施設付近のＮ値の分布は場所によりかなり変化しているが－10m付近までのＮ値は３～10で、本地点では、ＳＣＰの施工により大凡10のＮ値が20～30程度まで高められた。

港湾施設での液状化対策の有無によって被災率、平均亀裂幅、および平均沈下量は、それぞれ46と60%，1.8と9.2cm 、および8.2と21.7cmと大きく異なり、対策工の効果が認められた。

（水野らの文献による）

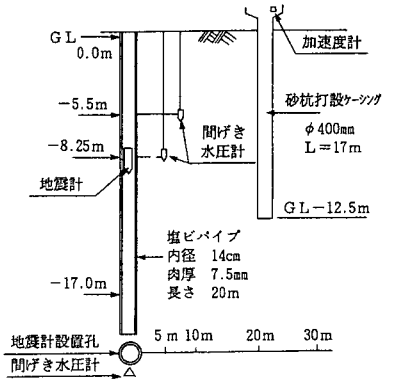
II．締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

事例－ II － 1			
(1) 文献名	砂柱による地盤改良効果の動的判定法に関する研究		文献No B-2
(2) 著者・出典	谷本喜一・末松直幹・坪井英夫：第１２回土質工学研究発表会, pp. 485～488.		
(3) 地盤条件	地盤の概要	粘土混り砂礫、細砂、砂質シルト、礫混り砂の互層（図-1参照）	
	土質条件	初期Ｎ値で４～８程度。細粒分含有率は各層で変化。	
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	△１．８ｍピッチ、改良深度１２．５ｍ、杭径７０cm	
	改良効果	改良後Ｎ値で２０～３０（シルト層除く。図-1参照）	
(5) 実験概要	加振方法	ＳＣＰ工法のケーシング（径40cm、起振力54.5t）による砂杭造成	
	計測概要	地盤の加速度・間隙水圧、ケーシングの加速度・変位	
(6) 結果概要	未改良地盤では過剰間隙水圧比で２０～６０％、改良地盤では数％と両者で違いが見られた。加速度値はケーシング加速度で正規化しており、絶対値の記述はない。		



図－１　Ｎ値およびＳ波速度

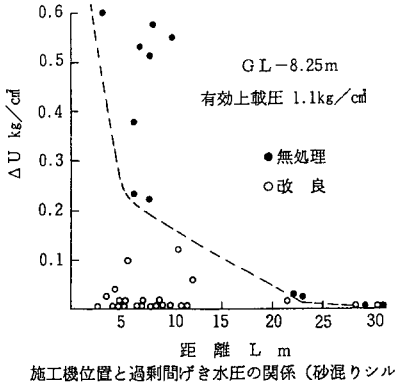
・シルト層でもＳ波の変化が見られる

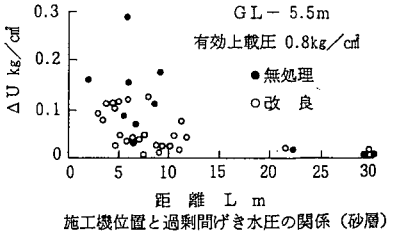


図－２　実験状況

・ケーシング加速度により正規化

図－３　加振時の過剰間隙水圧の比較





・GL-8.25m位置では地盤改良効果が明瞭に現れている

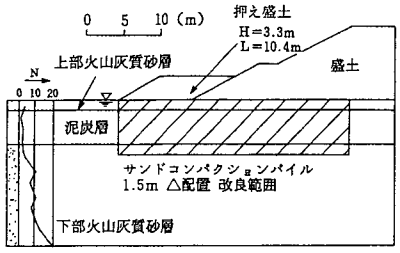
(7)　結論

① 液状化対策効果の判定法として、ｓ波速度の測定が有用（Ｎ値では効果を把握できないシルト層でも改良効果が検証された）。

② バイブロによる加振では、地盤のひずみ量や伝搬波の成分分析、振動の屈折反射の状況把握などが可能となれば地盤改良効果の判定法として有用であろう。

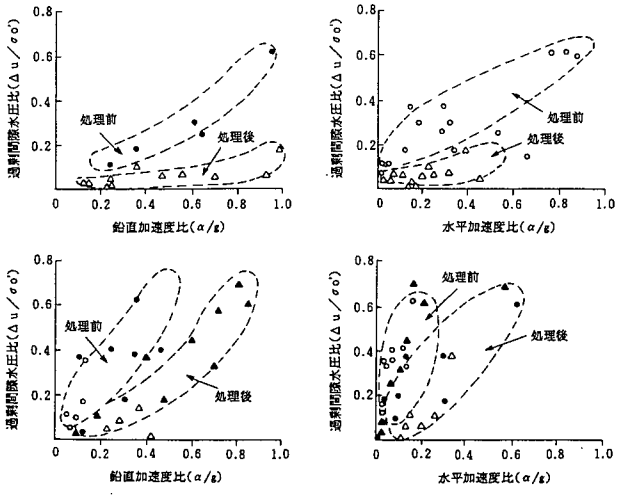
II. 締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

事例－ II － 2			
(1) 文献名	サンドコンパクションパイルによる液状化対策の効果		文献No B-3
(2) 著者・出典	斉藤和夫・出垣広明・妹尾英世：第３６回土木学会講演会, Ⅲ-361, pp. 720～721.		
(3) 地盤条件	地盤の概要	腐植土層をはさむ火山灰質砂層	
	土質条件	初期Ｎ値の記述なし。平均粒径は０．４～０．７mm	
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	△１．５mピッチ、改良深度８m	
	改良効果	改良後Ｎ値の記述はなし。K_0値は0.33, 0.7から0.53, 1.11に増加	
(5) 実験概要	加振方法	起振力39t, ＳＣＰのケーシング40cmを９Hzで圧入	
	計測概要	加速度、間隙水圧、K_0値（ジオセルによる）	
(6) 結果概要	加速度比と過剰間隙水圧比の比率が地盤改良によって低下。平均的な比率は１．２から０．４程度に減少		



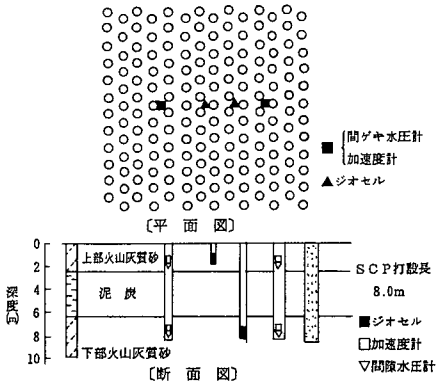
図－１　地盤改良の概要

・上下の火山灰質砂が対象



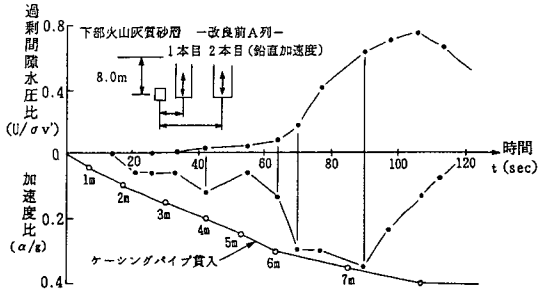
図－３　加速度比と過剰間隙水圧比の関係

・両者の比率は地盤改良により減少



図－２　計器埋設図

・K_0 値測定のためにジオセルを設置



図－４　加速度・間隙水圧の時刻歴

・計器設置深度にケーシングが来た時に最大

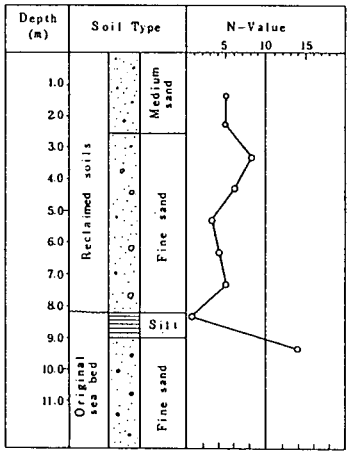
(7) 結論

① 同じ加速度に対して地盤改良後の方が過剰間隙水圧の上昇量は抑制され、液状化に対する抵抗性が増加した。

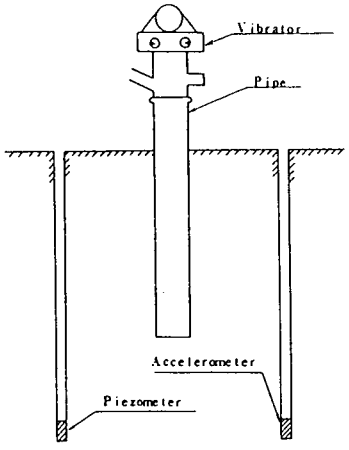
② 静止土圧係数の値も地盤改良によって増加し、上記の加振時挙動に対応するものとなった。

II．締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

事例－ Ⅱ － 3		
(1) 文献名	砂地盤における振動時の原位置間ゲキ水圧測定	文献No B-4
(2) 著者・出典	石原研而・根井基雄・三井進平・高橋康二：第７回土質工学会, pp. 317～320.	
(3) 地盤条件	地盤の概要	ゆるい砂層、地下水位GL-50cm
	土質条件	初期Ｎ値４～７、D_{50}=0.1～0.35mm, R_{20}=0.16, Ｄｒ=38%（未改良）
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法
	施工仕様	記載なし
	改良効果	改良後前Ｎ値＝５、７から改良後１５に増加
(5) 実験概要	加振方法	ＳＣＰ工法のケーシング
	計測概要	加速度、間隙水圧
(6) 結果概要	上記のＮ値増加に伴い、水圧比／加速度比の値は１から０．５付近まで減少。	

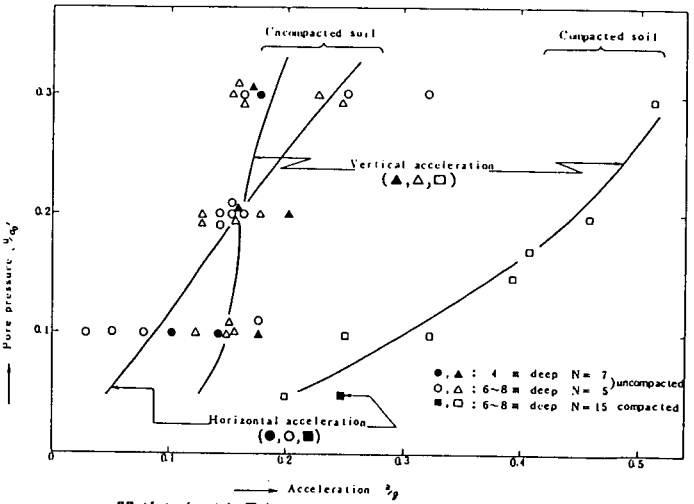


図－１　地盤の概要



図－２　実験状況

・典型的な液状化地盤



間ゲキ水圧と最初にその水圧に達したときの加速度との関係

図－３　加速度比と間隙水圧比の関係

・地盤改良によって両者の比率が半減

(7)　結論

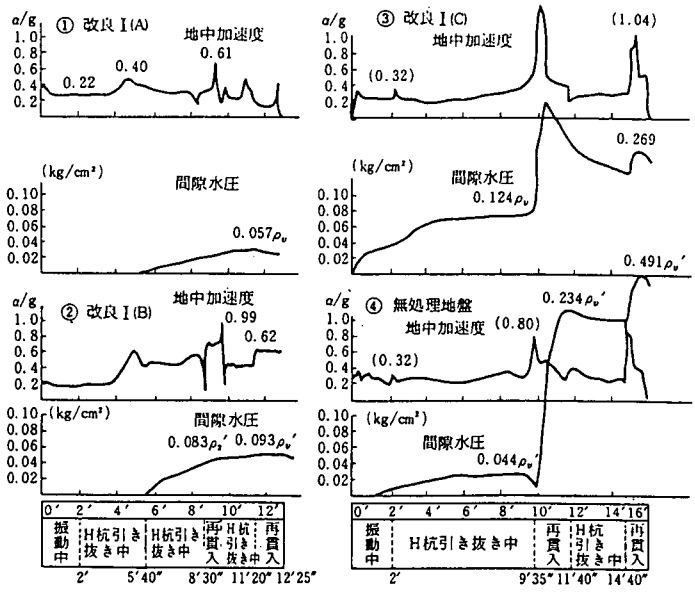
① 振動締固めグイ打設機のパイプの貫入時に発生する地盤中の間隙水圧とその場所での加速度値を実測した結果、これらの変化特性が砂地盤の締まり具合と関係のあることが示された。

② 間隙水圧の最大値は、ケーシングパイプが計測器のすぐ横に来た時に記録された。

II．締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

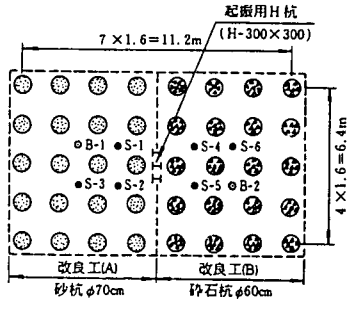
事例－ II － 4		
(1) 文献名	京葉線高架橋の液状化対策	文献No B-6
(2) 著者・出典	鳥取　孝雄：基礎工、1984年7月号「地盤の液状化とその対策」特集、pp. 69～73.	
(3) 地盤条件	地盤の概要	層厚5～15mの緩い砂層、地下水位GL-3m。
	土質条件	初期N値は３～８程度、D_{20}=0.04～0.5mmが多い。
(4) 締固め工法	工法名	バイブロコンポーザ工法
	施工仕様	□１．６mピッチ、改良深度１５m、杭径７０cm
	改良効果	改良後N値１６～２５、Dr=60～75%、K_0=0.89～1.19
(5) 実験概要	加振方法	大型バイブロによるH鋼（H300, アングル溶接）の加振
	計測概要	加速度、間隙水圧、振動三軸（初期地盤）
(6) 結果概要	改良地盤では400galの地震動でも液状化しない。過剰間隙水圧比は改良で６～９%、未改良で３７～４９%と違いが見られた。	

(1) ●S－1～12 地盤改良前ボーリング（N値，密度，相対密度測定）
(2) 加速度計，間隙水圧計，土圧計セット，土圧の初期値測定
(3) 起振用H杭打込み
(4) 地盤改良工(A)(B)(C)施工
(5) ⊙B－1～3 地盤改良後ボーリング
（N値，密度，相対密度測定）
(6) 振動試験



図－２　原位置加振実験のデータ

・未改良では液状化に近い。ＳＣＰ工法が最も水圧上昇が小
ＧＤ工法では加振後半に間隙水圧が上昇。



図－１　原位置試験の概要
・ＧＣＰ，ＧＤも同時実施

表－１　改良効果の一覧

測定項目	地盤改良工の種類	当初の値	改良後の値	倍率
N値	改良工(A)	N=3～6	N=16～25	3～4倍
	〃(B)		N=15～30	3～5
	〃(C)		N=11～17	2～3
水中密度 (γ_t')	改良工(A)	0.85 t/m³	0.95 t/m³	1.12
	〃(B)		0.95 〃	1.12
	〃(C)		0.88 〃	1.03
相対密度 (D_r)	改良工(A)	50%	60～75%	1.2～1.5
	〃(B)		60～65%	1.2～1.3
	〃(C)		50～55%	1.0～1.1
静止土圧係数 (K_0)	改良工(A)	0.5	0.89～1.19	1.8～2.4
	〃(B)		0.64～0.65	1.3
	〃(C)		0.31～0.88	0.6～1.8

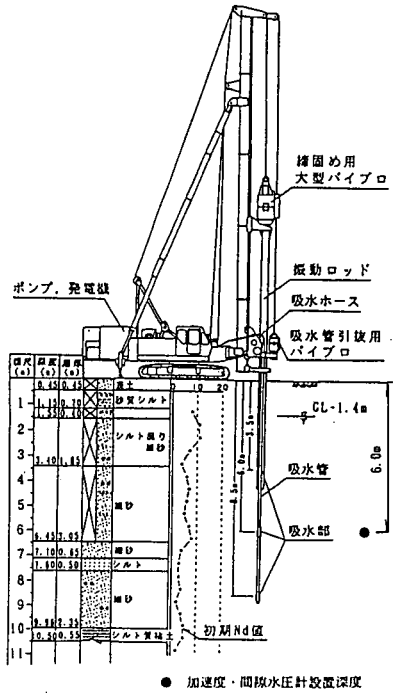
・相対密度、K_0 値の上昇を確認

(7)　結論

① 未改良では170galで液状化するものと仮定すると、改良地盤では400gal程度の地震動でも液状化しないものと推定される。
② 改良・未改良の両者では過剰間隙水圧比に違いが現れ、未改良では液状化レベルに近かった。
③ 同時実施のＧＤ工法に比べると、締固め工法のほうが液状化抵抗が大となった。
④ 原位置加振実験と実地震では振動数や波形、継続時間、振動・水圧の伝播領域に違いが有り、直接的な比較は難しい（コメント）。

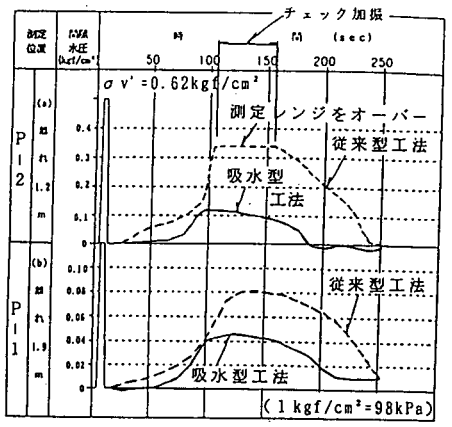
II．締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

事例－II－5			
(1) 文献名	吸水型振動棒締固め工法に関する現場検証実験（その３）		文献No B-7
(2) 著者・出典	石黒・嶋田・飯島・菅井・清水：第２９回土質工学研究発表会		
(3) 地盤条件	地盤の概要	層厚10mの細砂・シルト質細砂層、地下水位GL-1.4m	
	土質条件	平均初期Ｎ値6.4、細粒分含有率9～21%	
(4) 締固め工法	工法名	ロッドコンパクション工法	
	施工仕様	□1.5mピッチ、改良深度10m	
	改良効果	改良後Ｎ値=20～30	
(5) 実験概要	加振方法	ロッドコンパクションの振動ロッド(H400)による加振，加振力56t.	
	計測概要	加速度、間隙水圧、（その他密度、Ｖｓ，K_0値等も計測）	
(6) 結果概要	ロッドコンパクション同士の比較が主体。ＲＣ，ＳＣＰでは水圧比／加速度比の値が大きく低下。構造強化型のＲＣ工法ではその値が最も小。		



図－１　原位置試験の概要

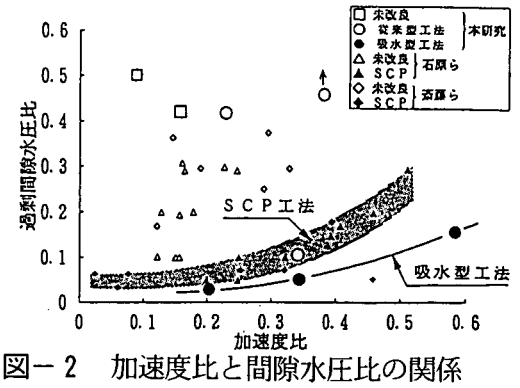
・間隙水圧除去型のロッドコンパクション



図－２　強制加振時の間隙水圧

・未改良では液状化。従来型のＲＣもこれに近い。

ＳＣＰ工法や水圧除去型のＲＣ工法では水圧上昇が小。



図－２　加速度比と間隙水圧比の関係

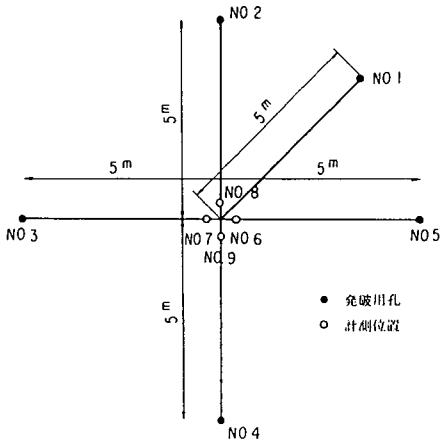
・未改良では比率が１以上。改良では０．５以下。

(7)　結論

① 強制加振による地盤の加速度値は数百ガルに達し、その繰り返し回数も通常の地震の主要動に比べて１０倍以上。
② このような過酷な加振条件に対してもＲＣ（吸水型）工法での間隙水圧発生量はわずか。従来型のＲＣ工法では水圧量がかなり大。
③ 間隙水圧比／加速度比の関係では、ＲＣ，ＳＣＰ工法は未改良に比べてその比率がかなり低下。改良効果が確認された。

II. 締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

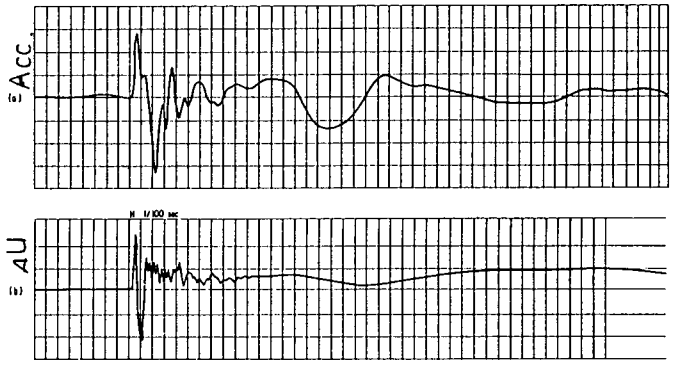
事例－Ⅱ－6			
(1) 文献名	砂質地盤の液状化特性の原位置試験法および改良工法に関する調査		文献No B-10
(2) 著者・出典	沢田健吉・古賀泰之・舟見清己：土木研究所資料1220号、昭和52年		
(3) 地盤条件	地盤の概要	阿賀野川自然地盤の細砂～中砂（爆破）および埋立細砂（ＳＣＰ）	
	土質条件	阿賀野川は幅広いＮ値、埋立層は記述なし	
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法（阿賀野川は自然の密な地盤）	
	施工仕様	記載なし	
	改良効果	記載なし	
(5) 実験概要	加振方法	爆薬による４箇所での発破（阿賀野川）、ＳＣＰ打設による加振	
	計測概要	加速度、間隙水圧	
(6) 結果概要	自然地盤においてもＮ値の相違によって発破時の水圧発生量が大きく異なる。ＳＣＰ打設地盤についても未改良地盤よりも小。		



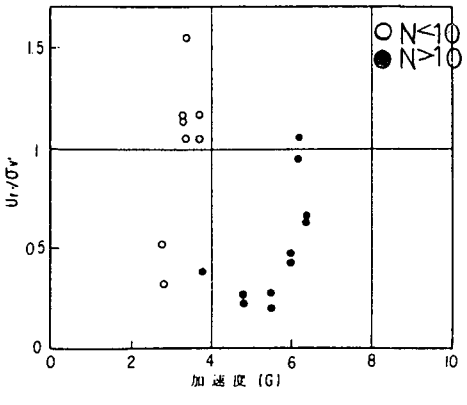
(a) 阿賀野川Ａゾーンその１

● 発破用孔
○ 計測位置

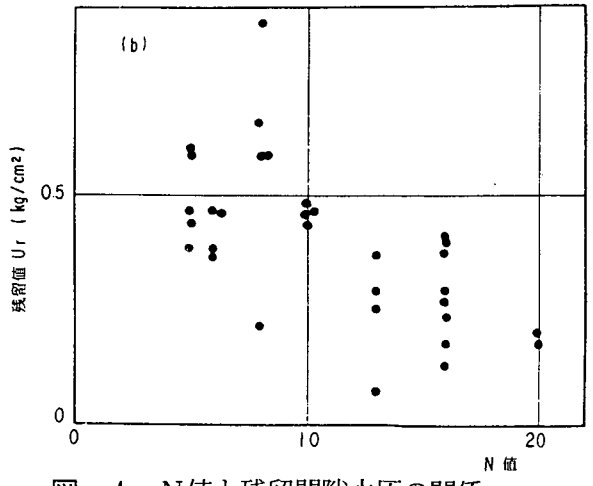
図－１　原位置発破実験の概要
・４箇所（１箇所不発）爆破。
加速度、間隙水圧を計測



図－２　発破時の加速度・間隙水圧データ
・加速度は数Ｇという値。
間隙水圧の最大値は計器容量を越える。



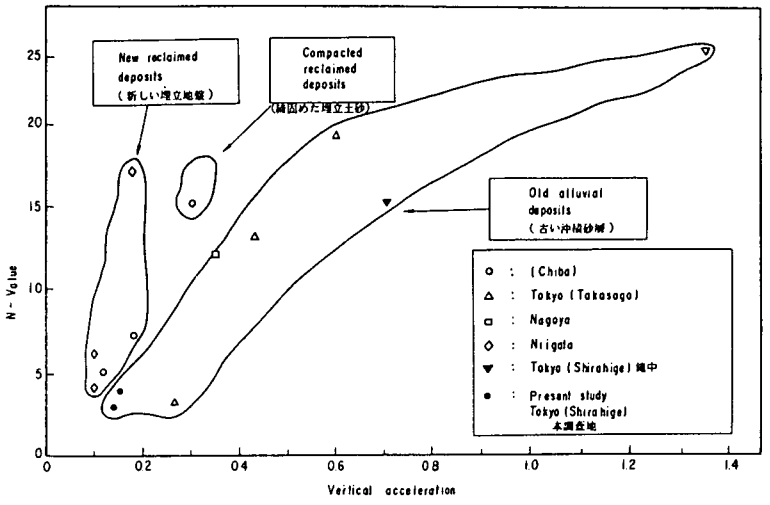
図－３　加速度と残留間隙水圧の関係
・Ｎ値１０を境に挙動が異なる。



図－４　Ｎ値と残留間隙水圧の関係
・Ｎ値が大きな地盤ほど残留値は小。

II．締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

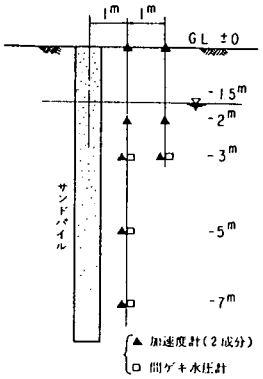
事例－ 6（続き）



有効土かぶり圧の１０％の水圧を上昇させるに必要な鉛直加速度とＮ－値との関係 [33)]

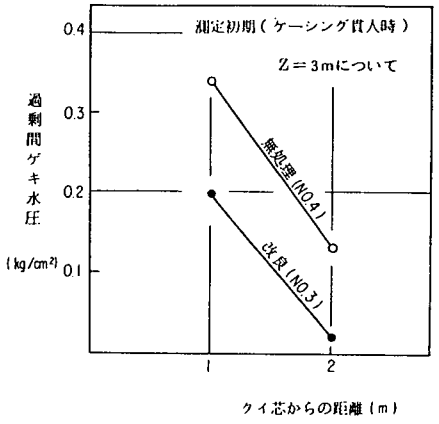
図－５　水圧比10%を与える加速度とＮ値の関係

・水圧発生量はＮ値と堆積履歴（締固めを含む）に左右される



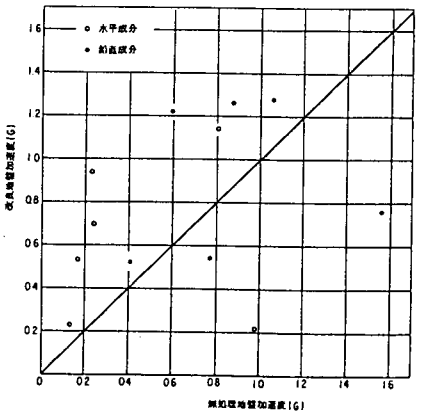
図－６　加振実験の概要

・サンドパイル打設時に計測



図－７　水圧発生量の比較

・地盤改良により水圧上昇量が低下



図－８　加振時の加速度値の比較

・締固めによる剛性増加のために加速度が増加

(7)　結論

① 密な自然地盤に対する発破実験によると、Ｎ値が大であるほど発破後の残留過剰間隙水圧値が小となる結果となった。なお、発破時には瞬間的に発生する水圧値は水圧計の容量を越えており、計測上の問題として残された。

② 既往のデータを整理した結果、地盤のＮ値と堆積年代によって加振時の水圧発生量が異なることが示唆された。

③ ＳＣＰ工法で改良された地盤での加振実験においても、地盤改良によって水圧上昇値の低減が確認された。

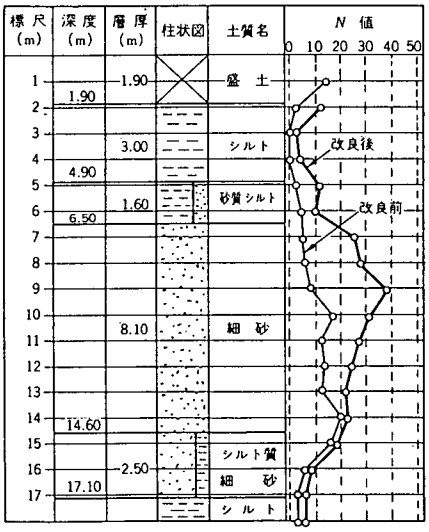
クイ振動法の実施例

注）文献B-10より引用

実施者	場所	振動源		土層	貫入速度	加速度・水圧の計測位置 r:振動源からの距離 z:地表面からの深度	備考
		貫入部	加振源				
川崎製鉄 ○	千葉埋立地	サンドコンパクションパイルのパイプ	サンドコンパクションパイル打込み用バイブロンハンマー	中砂、細砂、シルト質細砂	1,2 m/分	r = 1, 2, 3 m z = 4, 6, 8 m	地表面近くにおいて砂置換法により密度測定 未改良地盤及びバイブロコンポーザによる改良地盤において実施
東京都	東京都内	開口パイプ	クイ打込用バイブロンハンマー 加振力 31トン 17 Hz	ローム質砂、細砂、シルト質砂、細砂		r = 1 m z = 4, 5, 7, 10 m	レイモンドサンプラーにベネスリーブを付け密度測定
道路公団	愛知	開口パイプ φ 100,200, 300 mm	クイ打込用バイブロンハンマー 加振力 35トン 20 Hz	シルト質粘土、中砂、粘土		r = 1 m z = 4, 7, 10 m	
東京都	東京都内	開口パイプ φ 300 m	クイ打込用バイブロンハンマー 加振力 47トン 18 Hz	埋土、シルト、中砂		r = 1 m z = 6, 5, 8 m	Bishop式サンプラー及び大孔径サンプラーにより密度測定及び繰返し三軸試験
三井建設	新潟市内	開口パイプ φ 150, 300 mm	バイブロハンマー 30トン 35トン 15, 20 Hz	中砂、粗砂、中砂、上部粘、土層混り		r = 1.0 m z = 4.0, 7.0 m	シンウォールサンプラーにより密度測定
北海道電力 ○	北海道	鋼矢板	バイブロンハンマー トーメンYM2 −1200 E 22 Hz	レキ・シルト混り砂		r = 1, 1.4 m z = 3, 6, 9 m	未改良地盤及びバイブロコンポーザによる改良地盤において実施
建築研究所 ○	鹿児島	鋼管 φ 250 mm 閉端 一部 開端	サンドコンパクションパイル打込用バイブロンハンマー 加振力 47トン 9 Hz	沖積シラス		r = 1, 2 m z = 5, 8 m	未改良地盤及びサンドコンパクションパイル・バイブロフローテーションによる改良地盤において実施
建設省	熊本	鋼管グイ φ 800 mm 鋼矢板 YSP−W	ディーゼルハンマー K−42 バイブロハンマー NI−40K	シルト質砂 細砂、 シルト質砂		r = 5, 10, 15 m z = 5, 10 m	
建設省 ○	新潟市内	閉端、 開口パルプ φ 400 mm	バイブロハンマー 39トン 10 Hz	細砂、中砂、一部シルト混り	1 m/分	r = 0.85 m z = 3.7, 7.7, 10.7 m	未改良地盤及びバイブロコンポーザによる改良地盤において実施 オスターバーグサンプラーによ
土木研究所 ○	川崎埋立地	サンドコンパクションパイルのパイプ	サンドコンパクションパイル打込用バイブロハンマー 加振力 39トン 9 Hz	細砂 一部シルト	1 m/分	r = 1, 2 m z = 2, 3, 5, 7 m	無処理地盤及びバイブロコンポーザによる改良地盤において実施
日本鋼管 ○	川崎埋立地	サンドコンパクションパイルのパイル	サンドコンパクションパイル打込用バイブロハンマー	細砂 一部 シルト		r = 1 m z = 3, 6 m	無処理地盤及びバイブロッド、バイブロフローテーション、バイブロコンポーザによる改良地盤において実施 Bishop式サンプラーにより密度測定

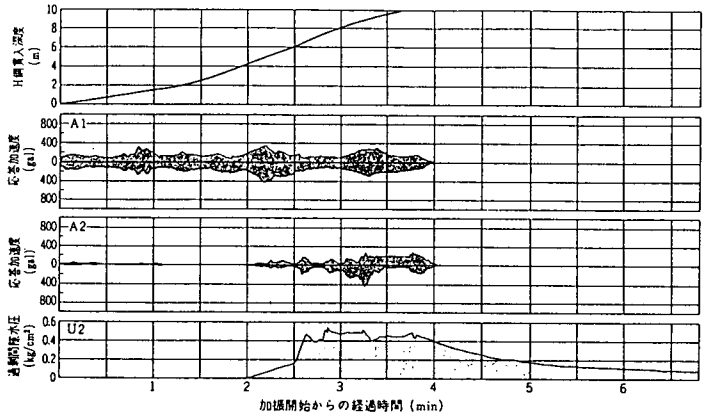
II. 締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

事例－Ⅱ－7			
(1) 文献名	液状化対策工法「ドレーンパイプ工法」の開発と施工		文献NoB-11
(2) 著者・出典	中村純平・若命善雄・真島正人・村松正重：土木施工27巻5号, pp. 28～37.		
(3) 地盤条件	地盤の概要	砂質シルトおよび細砂、地下水位GL-1.5m（図-1参照）	
	土質条件	細砂層は初期N値＜１０、D_{50}=0.1～0.2mm.	
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	□1.8mピッチ、改良深度14m	
	改良効果	改良後N値は２０～３０（細砂層）	
(5) 実験概要	加振方法	H鋼（H300, 11m）２本を計測位置から1.5m離れで加振	
	計測概要	加速度、間隙水圧	
(6) 結果概要	未改良地盤では完全液状化に近いが、改良地盤での水圧上昇量は未改良の１／４～１／５となった。		



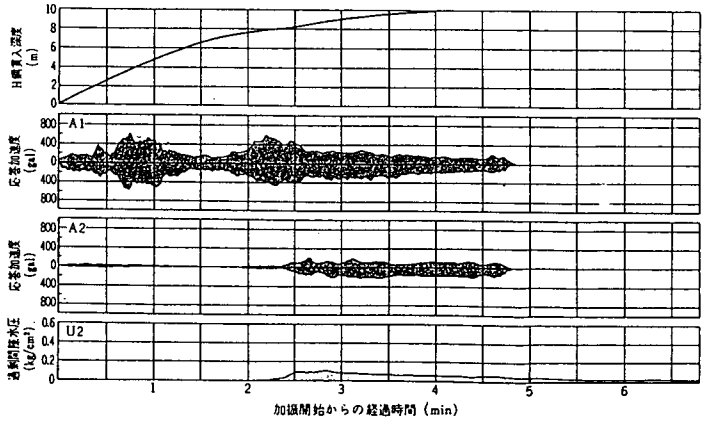
図－1　ＳＣＰ工法による改良効果

・上部シルト層はサンドドレーン細砂層での改良効果は良好



図－2　未改良地盤でのデータ

・ほぼ完全液状化となった。



図－3　ＳＣＰ改良地盤でのデータ

・未改良地盤の１／４～１／５に低減。

(7) 結論

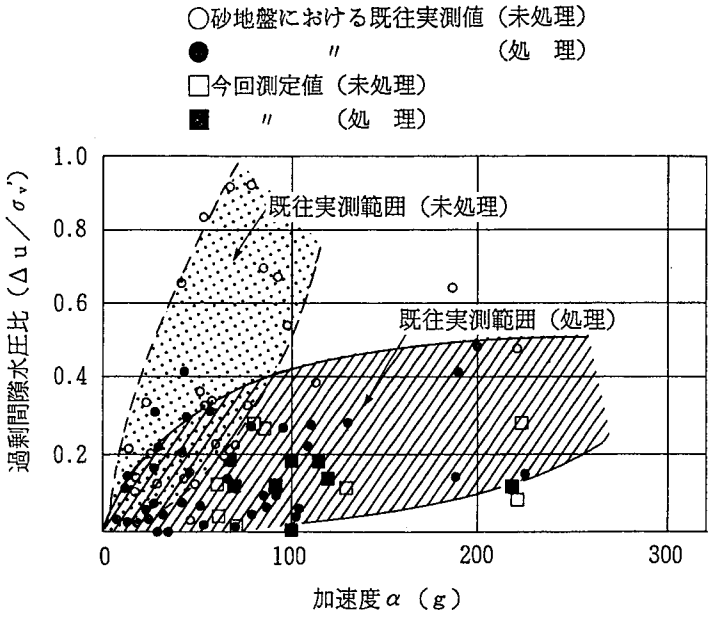
① 締固めの影響で地盤の振動加速度がやや異なるものの、改良地盤での水圧上昇量は未改良の１／４～１／５となり、地盤改良の効果が認められた。
② 間隙水圧消散型のドレーンパイプ工法においても同様の効果が見られた。

II. 締固め地盤に対する原位置加振実験の事例

事例－Ⅱ－8			
(1) 文献名	岩砕若令埋立地盤の締固め工法		文献No.B-13
(2) 著者・出典	遠藤，浜田，西川，平井，田中：施工技術報告会		
(3) 地震条件	地盤の概要	和泉層群糸土砂　GL－15m以深はマサ土	
	土質条件	細粒分含有率　3～7％	
(4) 締固め工法	工法名	SCP工法	
	施工仕様	正方形配置　2.8mピッチ，改良深度15m	
	改良効果	改良後N値10程度増加	
(5) 実験概要	加振方法	φ400　特殊先端ケーシング	
	計測概要	加速度，間隙水圧	
(6) 結果概要	最大加速度　α＝220gal，間隙水圧比　ΔU/Δσ′ v＝0.1		

表－1　工区別改良域内平均沈下量

工区	平均沈下量 (cm)	設計改良深度 (m)	備考
A (SCP)	17	15	
B (SCP)	30	15	
C (VR)	44	15	
D (VR)	47	15	
E (MVT)	54	5	
F (MVT)	63	5	
G (DC)	127	10	
H-1 (DC)	114	15	仕上げダンピング含まず。
-2 (DC)	136	15	
-3 (DC)	149	15	
I (DC)	199	20	



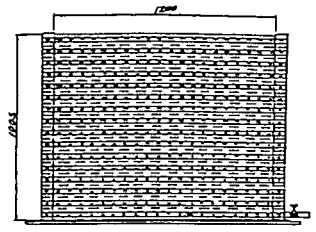
図－1　α～（Δu／δv'）関係

(7) 結論

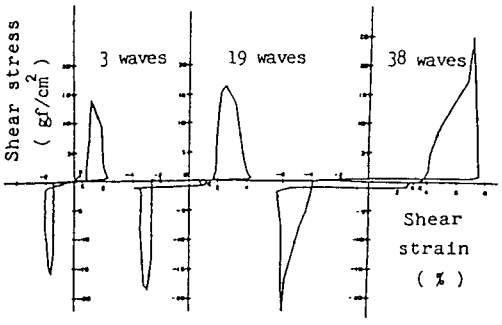
関西国際空港の岩砕若令埋立地盤に対するSCP，VR，MVT及びDCの4工法の地盤改良試験工事の結果、いずれの工法とも岩砕地盤対策のために特殊な装備を施すとともに、適切な施工管理を行うことにより、満足のいく施工が可能である。さらに、事後調査結果では、いずれの工法とも従来設計手法のそのまま適用、あるいは計数等の一部見直しで対応できることが明らかになった。

Ⅲ．密な砂の強震時挙動に関する検討事例

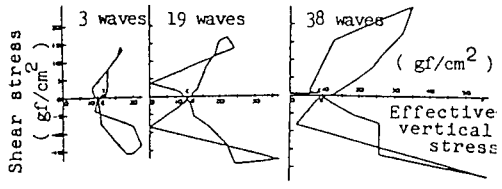
事例－Ⅲ－1			
(1) 文献名	密な飽和砂層の強震時応答特性についての振動台実験		文献No C-4
(2) 著者・出典	国生・岩楯・当麻：第6回地震工学シンポジウム, pp. 449～456.		
(3) 実験概要	実験方法	振動台実験	
	計測概要	加速度、間隙水圧、水平変位（せん断ひずみ）	
(4) 供試体の条件	種類	沖積砂（D_{50}=0.3mm、Uc=2.1）	
	作成方法	振動台より20Hzの振動を与えながら水中落下	
	密度	相対密度60%の緩砂および82～97%の密砂	
(5) 結果概要	加振時の応力－ひずみ関係と有効応力経路よりサイクリックモビリティ現象を確認		



図－1　振動台の概要



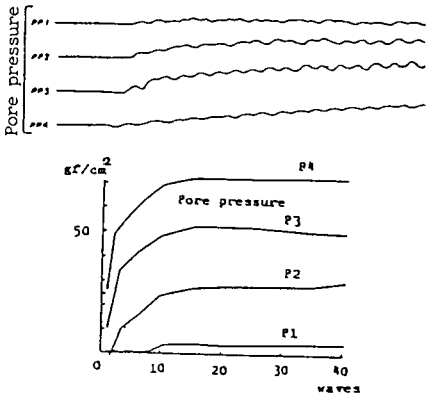
(a) Variation of stress/strain curves



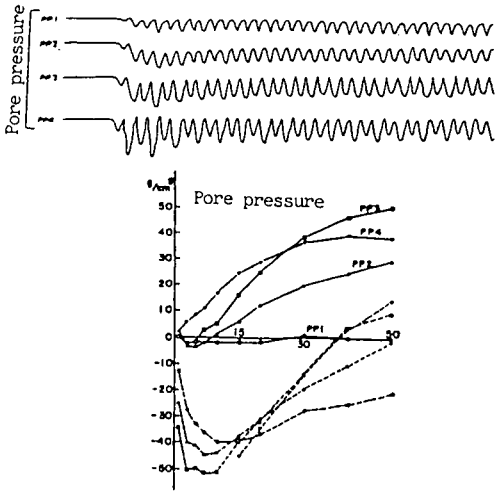
(b) Variation of stress paths

図－4　応力－ひずみ関係と有効応力経路

・せん断ひずみに限界値（Cyclic Mobility）



図－2　緩い砂の間隙水圧データ



図－3　密な砂の間隙水圧データ

・－の間隙水圧が特徴的

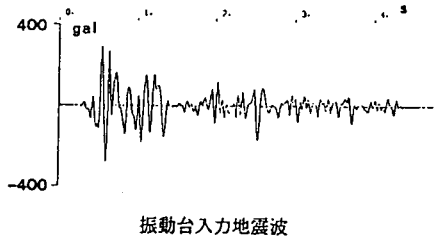
(7)　結論

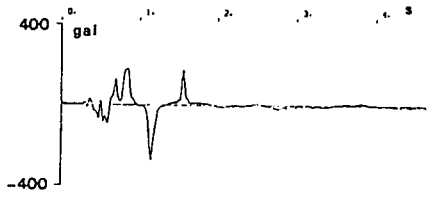
① 振動台実験における砂層の加速度と間隙水圧の実測値から、Cyclic Mobility現象が確認された
② 密な砂層ではゆるい砂のように液状化して泥水状になることはなく、ある有限の限界ひずみの範囲内でせん断抵抗が低下するにすぎない。
③ 設計においては入力地震動によって生ずる限界ひずみ振幅を適切に評価することが重要であるが、これには入力の大きさのみならず地震波の卓越周波数が大きな影響を及ぼす。

III. 密な砂の強震時挙動に関する検討事例

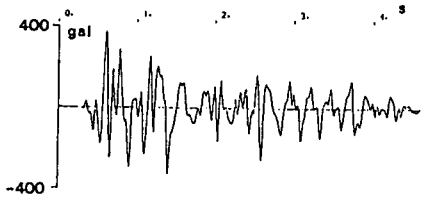
事例 Ⅲ－2		
(1)文献名	密な飽和砂層の強震時応答に関する大型振動大実験と解析	文献No. C-23
(2)著者・出典	当麻純一・大友敬三・川井伸恭：第19回地震工学会, pp. 205～212	
(3)実験概要	実験方法：せん断土槽（直径３m、高さ３mの円柱形）	
	入力波：EL. Centro地震（NS, 1940）、α_{max}=100～500gal、時間軸 1/5	
	計測概要：土槽中央にて加速度、間隙水圧、せん断ひずみ測定	
(4)供試体の条件	種類：利根川砂（d_{50}=0.34mm）	
	作成方法：緩詰め：水中落下法、密詰め：水中落下＋振動締固め	
	密度：緩詰め：D_r＝５７％、密詰め：D_r＝８６％	
(5)結果概要	・過剰間隙水圧の発生量は、密詰め砂が緩詰め砂の１／４程度となっている ・緩詰め砂は、液状化後せん断応力を伝達しないため、加速度応答は０となる	

◎土槽実験の結果（ＥＬ．Ｃｅｎｔｒｏ地震波）



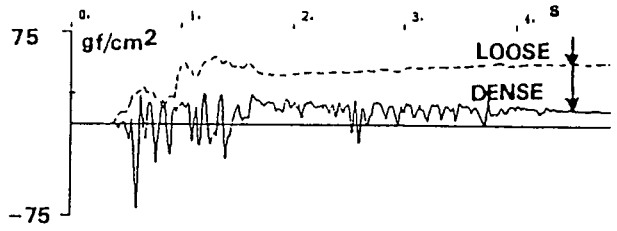


(a)　ゆるい砂

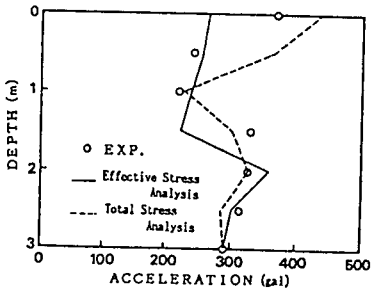


(b)　密な砂

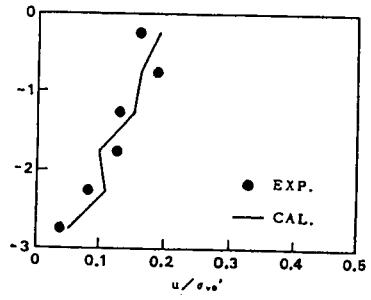
図－１　加振による加速度応答結果
※緩詰め砂は液状化後の応答が０となる。



図－２　加振による過剰間隙水圧の発生量
※密詰め砂における過剰間隙水圧発生量は緩詰め砂の約１／４程度となっている。



応答加速度の深度分布



残留間隙水圧の深度分布

図－３　密詰め砂の数値シミュレーション結果
※サイクリックモビリティー現象を考慮することにより実験結果と良く一致するという結果が得られた。

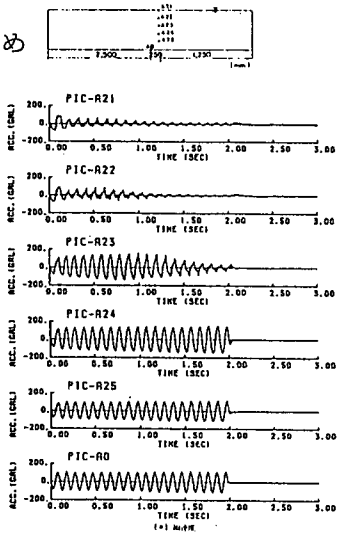
(6)結論

・密な飽和砂地盤の地震応答を、過剰間隙水圧の大きさも含めて厳密に評価するには、サイクリックモビリティ現象を取り入れた有効応力解析が適切である。

III. 密な砂の強震時挙動に関する検討事例

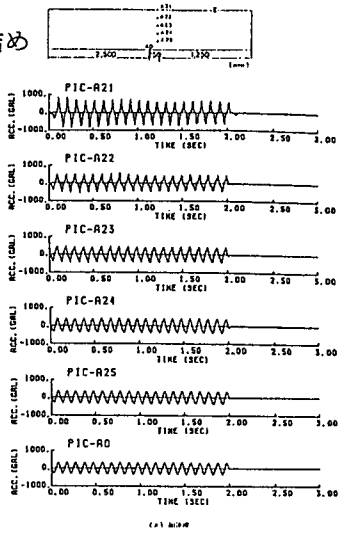
事例－Ⅲ－3			
(1) 文献名	液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討		文献No.C-20
(2) 著者・出典	井合　進，小泉　勝彦，倉田　宗一：港湾技術資料　No.590，1987		
(3) 実験概要	実験方法	振動台実験（5m ×1.5m×1.5m）	
	入力波	周期10Hzの正弦波，2秒間加振	
	計測概要	加速度計，間隙水圧計，ロードセル，コーン貫入試験器	
(4) 供試体の条件	種類	埋立て砂（秋田港外港地区）	
	作成方法	空中落下法	
	密度	密詰め84%，緩詰め23%	
(5) 結果概要	最大加速度　α＝500gal，間隙水圧比　$\Delta U/\Delta \sigma'$ ＝0.65（密詰め）		

緩詰め

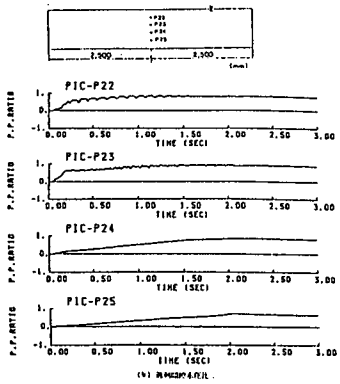


図－1　全層緩詰め砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例

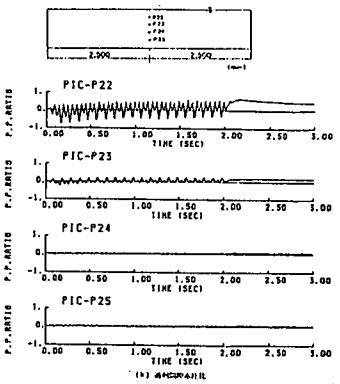
密詰め



図－2　全層締め固めの砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例



図－1　全層緩詰め砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例（つづき）



図－2　全層締め固めの砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例(つづき)

(6) 結論

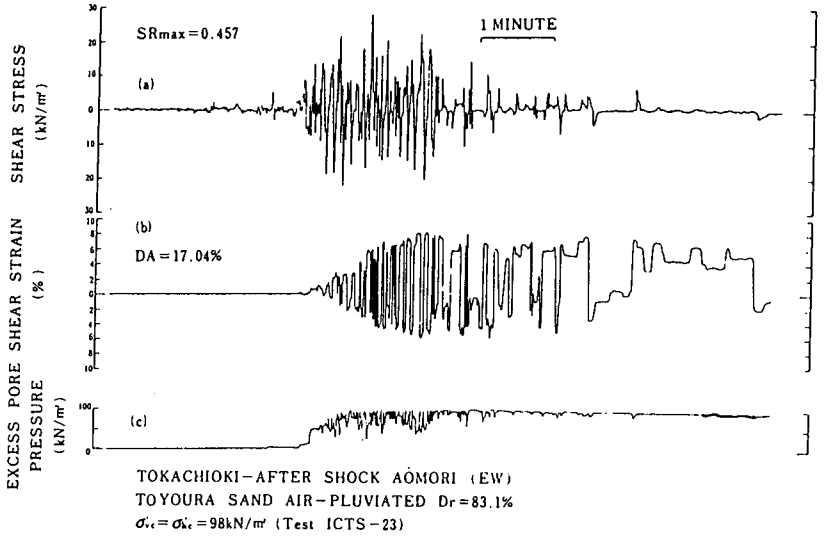
① 締め固め部分の密度が十分に高ければ非改良部分の液状化に伴って締め固めた部分が液状化する恐れはない。

② 十分に締め固めた改良地盤であっても、これに隣接する非改良地盤が液状化すると浸透流によって過剰間隙水圧が伝達される。

③ 過剰間隙水圧の伝播を遮蔽することは、地盤改良範囲をやや小さくするために有効である。

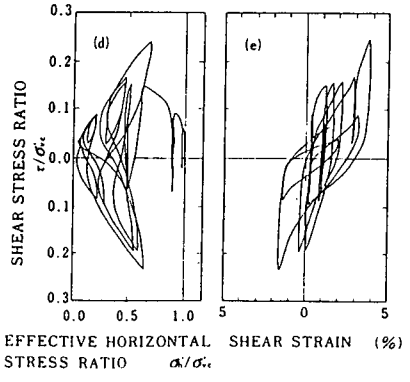
III. 密な砂の強震時挙動に関する検討事例

事例－Ⅲ－4			
(1) 文献名	密な砂の不規則荷重下でのひずみ時間履歴の予測		文献NoC-10
(2) 著者・出典	藤井信二・前田幸男：佐藤工業技術研究所報, 1982, pp. 67～75.		
(3) 実験概要	実験方法	中空ねじり試験（不規則波形入力）	
	計測概要	せん断応力、せん断ひずみ、間隙水圧	
(4) 供試体の条件	種類	豊浦標準砂	
	作成方法	ロートを用いて空中落下	
	密度	相対密度83～89%の密砂	
(5) 結果概要	十勝沖地震の波形を用いた不規則載荷を行った際の密な砂の応答を実測		



図－1　中空ねじり試験の実測データ

・水圧比100%に達しているが、Cyclic Mobilityにより有効応力が回復
・せん断ひずみはある限界値に収束し、完全な破壊には至らない



図－2　応力－ひずみ関係と有効応力経路

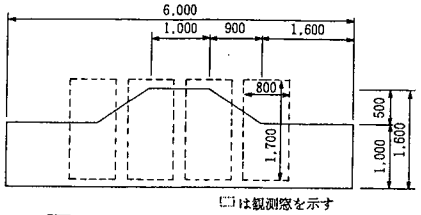
・Cyclic Mobilityを反映した変形、応力経路が見られる

(7) 結論

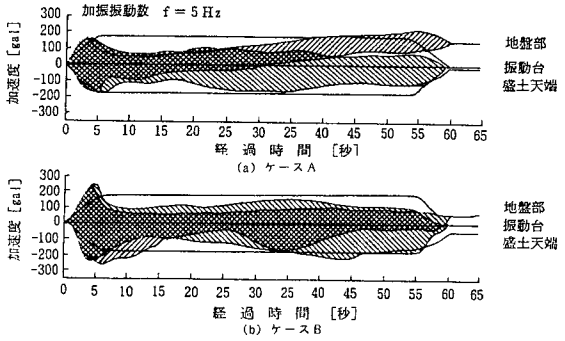
① Cyclic Strain Softning Concept に基づく砂地盤のひずみ時刻歴予測を目的とする
② 密な砂に対する不規則載荷時のひずみ時刻歴を、正弦波荷重の実験データをもとに予測。多少の差異は認められたが、不規則荷重下での挙動を十分追跡できることが確認された。

Ⅲ．密な砂の強震時挙動に関する検討事例

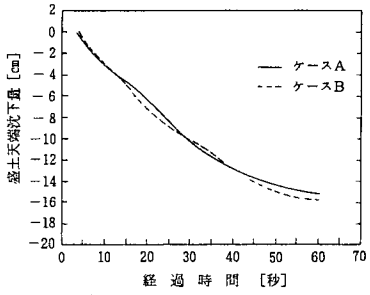
事例－Ⅲ－5			
(1) 文献名	液状化時の盛土および地盤の破壊形態について		文献No.C-47
(2) 著者・出典	荒川　直士，松本　秀應，近藤　益史：第19回土質工学研究発表会 PP.677～678		
(3) 実験概要	実験方法	模型振動実験	
	入力波	振動数5Hzの正弦波，50秒間加振	
	計測概要	加速度計，変位計	
(4) 供試体の条件	種類	浅間山砂	
	作成方法	締固め	
	密度	ケースA 盛土Dr=47%，地盤42%　ケースB 盛土Dr=59%，地盤29%	
(5) 結果概要	最大加速度　α＝200gal		



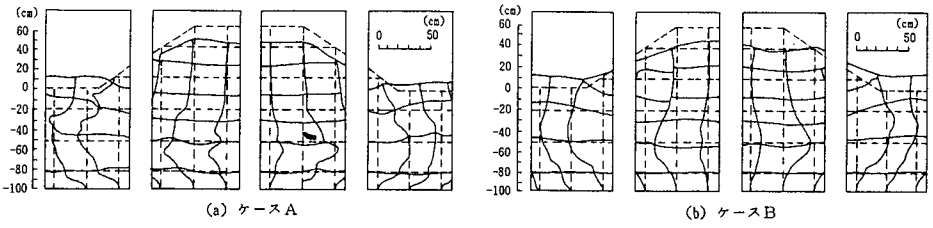
図－1　実験模型概要



図－2　加速度応答波形の包絡線



図－3　沈下曲線



図－4　破壊後の石灰メッシュの変状図

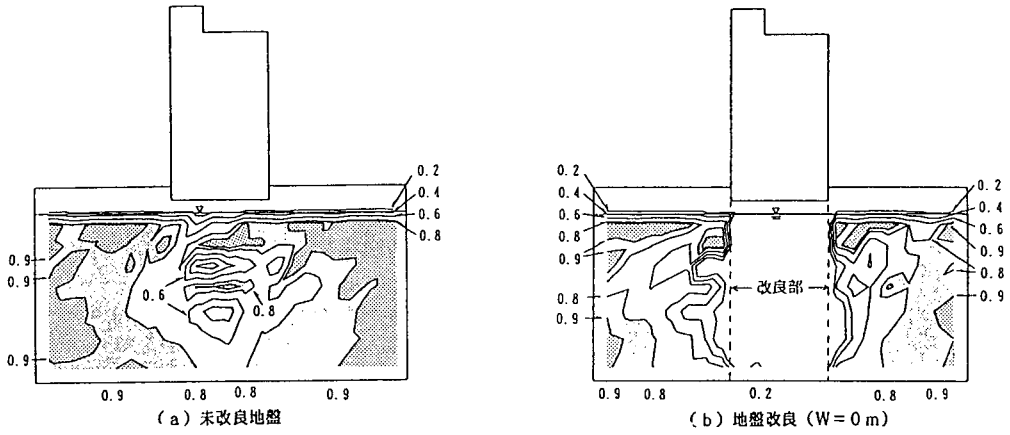
ケースＡの相対密度は４２％、ケースＢの相対密度は２９％であるけれども、相対密度が高いほど破壊形態が顕著にあらわれている。

(6) 結論

① 液状化地盤上の盛土の破壊は単一のすべりによるものでなく、地盤全体のせん断変形により破壊が進行するものと考えられる。
② 盛土の沈下量は、盛土の締固め度よりも地盤の締め固め度に大きく影響されると考えられる。

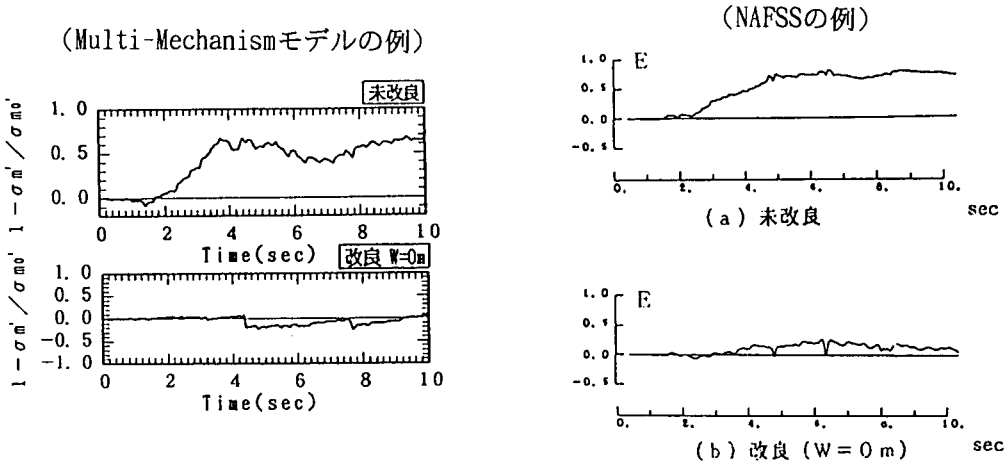
IV. 締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例

事例－IV－1		
(1) 文献名	地盤の液状化対策に関するシンポジウム、液状化に関する一斉解析	文献No A-14
(2) 著者・出典	井合　進・鈴木吉夫・三藤正明：同上シンポジウム発表論文集, pp. 77～190.	
(3) 解析の概要	解析手法	有効応力解析（比較として全応力解析も実施）８手法を採用
	構成式	各プログラムごとに構成則は異なる
	入力動	1964年新潟地震における記録波形
	地盤モデル	新潟の実地盤モデルに地盤改良（液状化強度の増加で定義）を考慮
	構造物	建築構造物（川岸町アパート）、ベタ基礎



図－1　基礎地盤の間隙水圧の比較例（Multi-Mechanismモデル）

・改良幅Wを５ｍとしたケースも実施



図－2　間隙水圧時刻歴の比較

・地盤改良によって間隙水圧上昇量が低減

(7)　結論

① 地盤改良によって地震時の地盤の間隙水圧発生量が低下すること、応答加速度は逆に大となること、沈下などの変位は低減される傾向にあることが示された。また、改良範囲が大となるほど変形量が低減される（ただし絶対量は解析法により異なる）結果となった。

② 二次元解析の定量的な面では解析法による著しい差異が見られており、締固め地盤が持つサイクリックモビリティによる高い液状化抵抗の表現に問題が残された。

*)　巻末一覧表ではA実地震時の事例に掲載

IV. 締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例

事例 IV－2		
(1)文献名	地盤の振動台実験と液状化解析	文献No.C-15
(2)著者・出典	森伸一郎・滝本幸夫ほか：土木学会第45回年次学術講演会, pp. 636～637	
(3)実験概要	実験方法	せん断土槽（幅150cm×奥行き150cm×高さ100cm）・数値解析
	入力波	日本海中部地震（秋田港 NS, 1983）、時間軸を 1/8 に縮小
	計測概要	加速度、過剰間隙水圧
(4)供試体の条件	種　類	豊浦標準砂
	作成方法	空中落下法～飽和
	密　度	D_r＝５０％，８０％
(5)結果概要	・応答加速度、過剰間隙水圧の時刻歴（数値解析結果との比較）	

※実験結果

D_r	５０％	８０％
α/g	０．０７	０．３２
u/σ_0'	０．９５	０．８９

応答加速度は地表面付近
過剰間隙水圧は土槽中央深度の値

解析に用いたパラメータ

(a) 共通パラメーター

パラメーター		Dr=50%	Dr=80%
せん断剛性 G	上部30cm	309 tf/m²	317 tf/m²
	下部70cm	1180 tf/m²	1442 tf/m²
内部摩擦角 φ		37°	43°
透水係数 k		1.0×10⁻¹ m/s	
静止土圧係数 K0		0.40	0.32
間隙比 e		0.787	0.674
単位体積重量 γsat		1.92 tf/m³	1.98 tf/m³

(b) DESRAパラメーター

パラメーター		Dr=50%	Dr=80%
体積ひずみパラメーター	C1	0.643	0.254
	C2	0.276	0.896
	C3	0.012	0.057
	C4	-0.004	0.036
Rebound Modulus パラメーター	k2	0.1199	0.1158
	m	0.337	0.327
	n	0.421	0.395

k2の単位系はtf.m

(c) YUSAYUSAパラメーター

パラメーター		Dr=50%	Dr=80%
体積圧縮係数 mv"	a	6.398	6.037
	b	-0.579	-0.605
入力用内部摩擦角 φ		24.3°	27.0°
変相角 θs		21.4°	23.9°
間隙水圧パラメーター Bp		13.22	7.59
間隙水圧パラメーター Bu		3.66	0.62

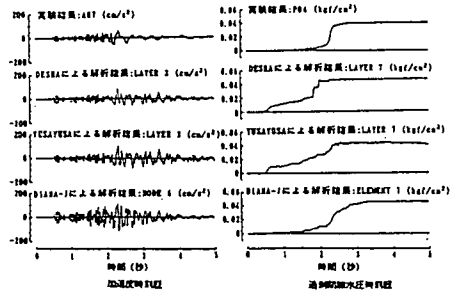
"mv＝a（σv0）

(d) Multi-Mechanismモデルパラメータ

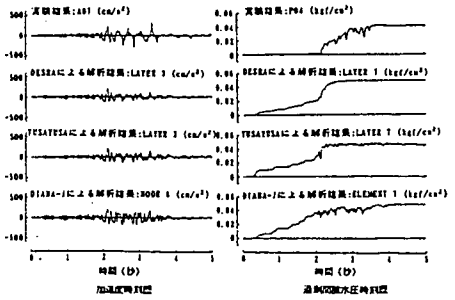
パラメーター	Dr=50%	Dr=80%
SINφf	0.602	0.682
ダイラタンシーパラメーター μ0	0.636	0.774
ダイラタンシーパラメーター μmax	1.254	1.176
ダイラタンシーパラメーター Sc	0.00147	0.00157
硬化パラメーター am	0.0003	0.0004
硬化パラメーター ac	0.00001	0.000005

※応答解析結果と実験結果との比較
- ＤＥＳＲＡ
- ＹＵＳＡＹＵＳＡ
- ＤＩＡＮＡ－Ｊ(Multi-Mechanismモデル)

※解析では過剰間隙水圧の急激な立ち上がりを表現することができなかった。



（ａ）Ｄｒ＝５０％の結果

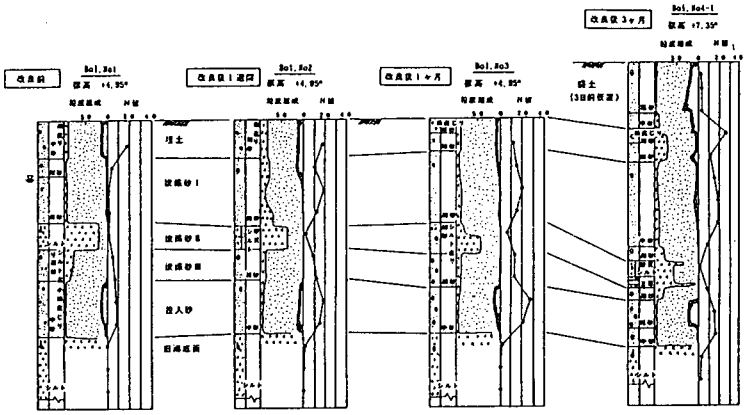


（ｂ）Ｄｒ＝８０％の結果

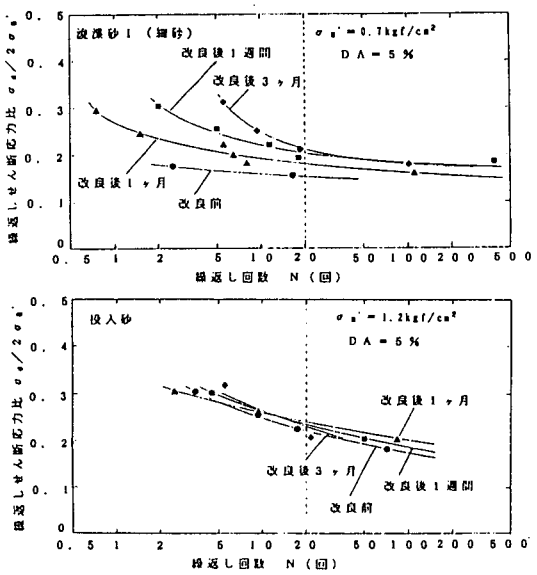
(6)結論
・ＹＵＳＡＹＵＳＡ、ＤＥＳＲＡは、入力パラメータを室内試験などから適切に与えることにより振動実験結果と比較的良く一致した。ＤＩＡＮＡ－Ｊは、サイクリックモビリティを表現できるなど優れた点を持っているが、各種パラメータの設定が難しい。

Ⅴ．締固め地盤の強震時挙動に関する数値解析の事例

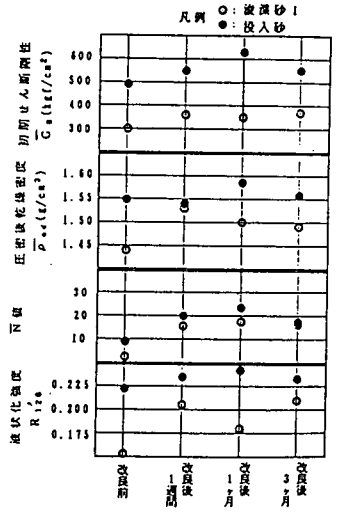
事例－ Ⅴ － 1		
(1) 文献名	締固め改良地盤の動的強度変形特性	文献No D-3
(2) 著者・出典	三原 正哉：第24回土質工学研究発表会、pp. 823～824.	
(3) 地盤条件	地盤の概要	シルトを含む細砂層（若齢の浚渫砂および既埋立の投入砂）
	土質条件	初期N値=1～3（浚渫砂）、=8～9（投入砂）
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法
	施工仕様	□1.8mピッチ、杭径80cm
	改良効果	改良後N値=12～20（浚渫砂）、=15～27（投入砂）
(5) 実験概要	ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ法	トリプルチューブサンプリング
	実験方法	振動三軸試験（液状化試験および動的変形試験）
(6) 結果概要	若齢の浚渫砂では地盤改良によって液状化強度R_{20}が0.15から0.21に増加。投入砂では顕著な差は見られない。	



図－1　土質柱状図および改良後N値の経時変化



図－2　サンプリング試料の液状化カーブ　・浚渫砂では液状化強度の増加が見られる。



図－3　G_0、ρd、N値、R_{20}の経時変化

・投入砂ではρdの増加なしでG_0、N値が増加

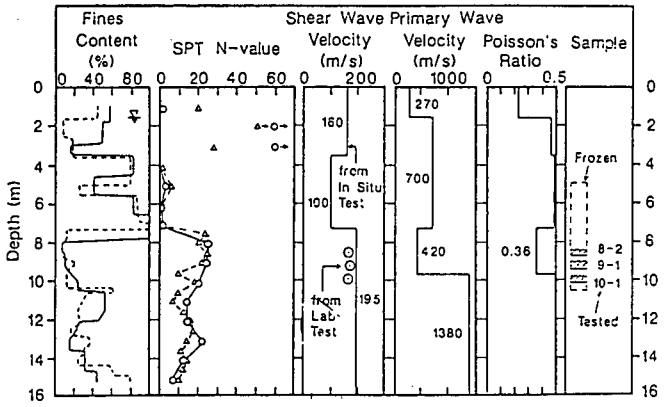
→　K_0値の増加によるものか

(7)　結論

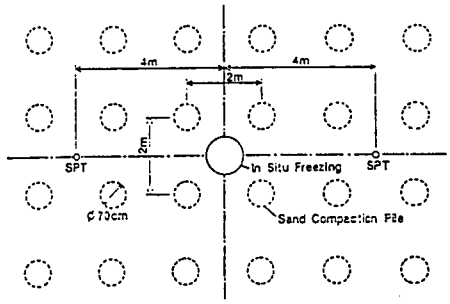
① 浚渫砂の液状化強度は地盤改良によって増加。投入砂では顕著な差は見られない。
② G_0値は浚渫砂、投入砂共に増加の傾向を示した。
③ 投入砂では密度増加は見られないにもかかわらずN値は増加。側方土圧の増加によるものとすれば、設計上改良効果の中にK_0値の増加を見込むことには問題がありそう。

V．締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

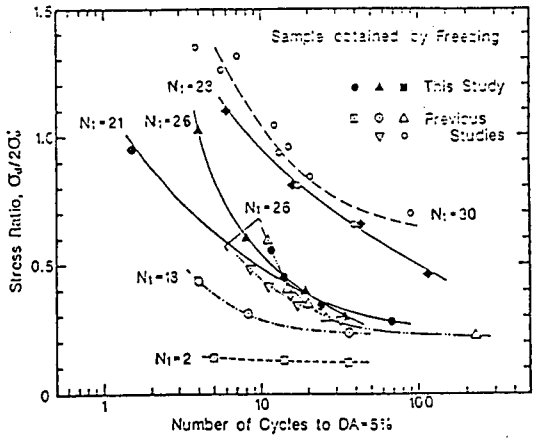
事例－Ｖ－２			
(1) 文献名	Evaluation of Liquefaction Resistance of Sand Improved by Deep Vibratory Compaction		文献No D-2
(2) 著者・出典	Tokimatsu・Yoshimi・Ariizumi:Soils and Foundations, Vol.30, No.3, 1990.		
(3) 地盤条件	地盤の概要	盛土下にシルト質砂層が連続、地下水位GL-1.8m	
	土質条件	シルト質砂層の初期Ｎ値は10付近、途中にfineな砂層を挟む	
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	□2.0mピッチ、改良深度15m、杭径70cm	
	改良効果	改良後Ｎ値は20付近まで増加	
(5) 実験概要	ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ法	凍結サンプリング	
	実験方法	振動三軸試験	
(6) 結果概要	図-4のように、正規化Ｎ値とＲ１の間には密な自然砂地盤を含めて良好な相関が得られた。		



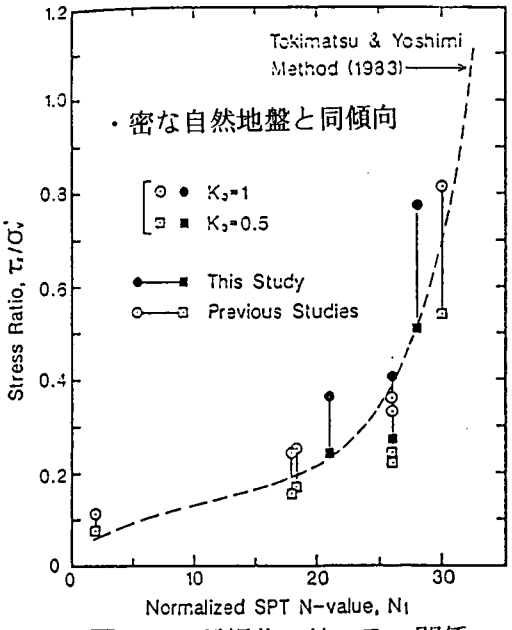
図－１　土質柱状図
・細粒分の少ない砂層から採取



図－２　サンプリングの状況
・杭間にて採取



図－３　締固め地盤の液状化カーブ
・Ｒ20とカーブ形が変化



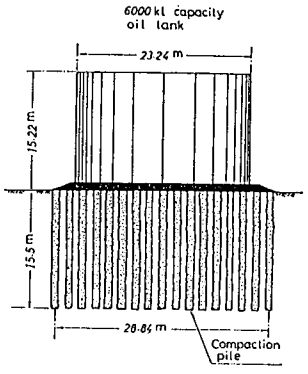
図－４　正規化Ｎ値～Ｒ20関係

(7) 結論

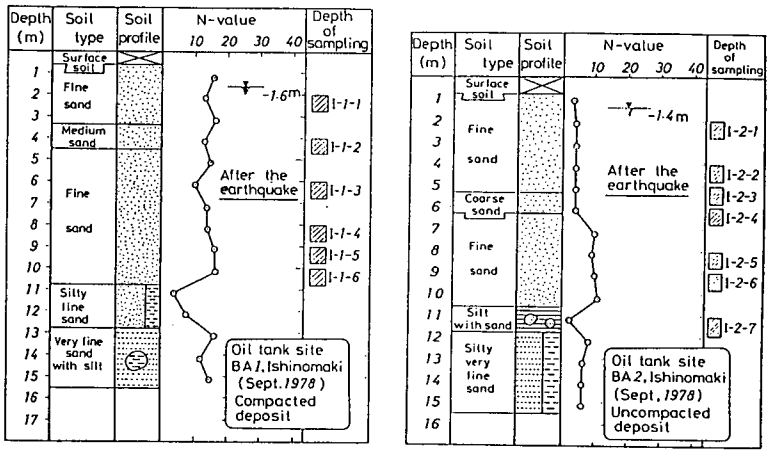
① SCP改良地盤のＮ1～Ｒ20関係は、Ｎ1=21～28の自然の密な砂地盤のそれと同傾向にあった。
② SCP改良地盤の液状化強度は、既往の緩～密砂に対するＮ1～Ｒ20関係と改良後Ｎ値から推定可能

V．締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

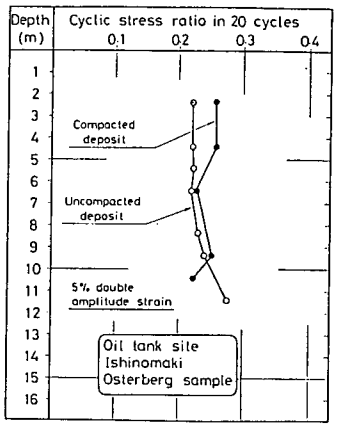
事例－Ｖ－３			
(1) 文献名	Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site During The 1978 MIYAGIKEN-OKI Earthquake		文献No D-4
(2) 著者・出典	Ishihara, Kawase, Nakazima: Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, 1980.		
(3) 地盤条件	地盤の概要	約10mの細砂層、地下水位GL-1.4m	
	土質条件	初期Ｎ値=5程度、D_{50}=0.15～0.2mm	
(4) 締固め工法	工法名	サンドコンパクションパイル工法	
	施工仕様	△1.8mピッチ、改良深度15.5m、杭径70cm	
	改良効果	改良後Ｎ値=15程度	
(5) 実験概要	ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ法	オスターバーグサンプリング	
	実験方法	振動三軸試験	
(6) 結果概要	地盤改良によるＮ=5→15の変化に伴いR_{20}は0.22から0.26まで増加。液状化カーブの形自体には顕著な違いは見られない。		



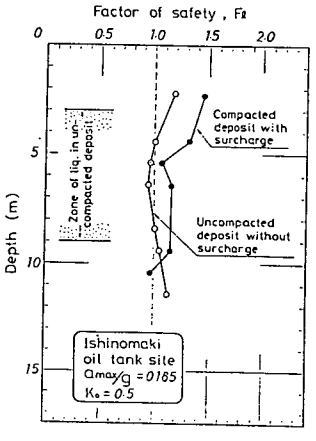
図－１　地盤改良の概要



図－２　改良・未改良地盤のＮ値とサンプリング位置
・サンプリングは地震発生後の地盤で実施



図－３　液状化強度の比較結果
・地盤改良によるR_{20}の増加が認められる



図－４　液状化判定結果

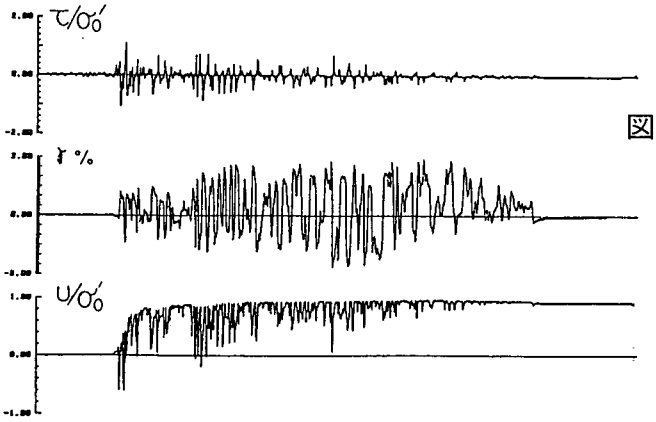
・改良地盤ではタンク荷重を考慮

(7)　結論

① 締固め地盤の液状化強度（DA=5%で定義）は未改良地盤に対して2～18%の増加を示した。
② 宮城県沖地震の際の当サイトの地表面最大加速度（0.185g）およびタンク荷重を考慮して液状化判定を行った結果、未改良地盤では一部FL値が１を下回り、現地で観察された噴砂の記録と整合する結果となった。また、改良地盤ではFL値が１を越えており、タンクが無被害であった事実との対応が見られた。

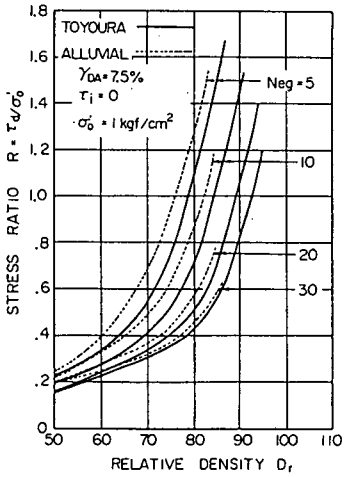
V．締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

事例－Ｖ－４			
(1) 文献名	密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討（その１、２）		文献NoC-1,2
(2) 著者・出典	国生剛治・吉田保夫・西　好一・江刺靖之：電力中央研究所報告No. 383025, 38302		
(3) 実験概要	実験方法	中空ねじり、振動三軸、土槽実験	
	計測概要	液状化強度、Ｎ値、密度等	
(4) 供試体の条件	種類	豊浦砂、利根川砂、成田砂（洪積砂）	
	作成方法	水中落下、空中落下、振動など各種	
	密度	Ｄｒ=50～90%まで調整	
(5) 結果概要	液状化強度とＤｒ、基準化Ｎ値の関係を下図のように求めるとともに、密な砂地盤でのサンプリングの問題や標準貫入試験の有用性等を記述		



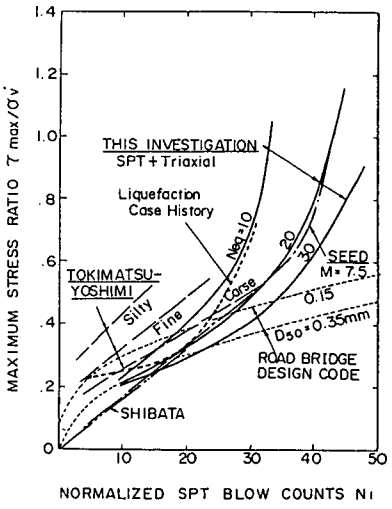
図－１　密な砂の液状化試験例（不規則波）

・密な砂では水圧比100%でも
ひずみは緩慢に増加。



図－２　相対密度と液状化強度の関係

・Ｄｒ＞80%では液状化強度が急増



図－３　規準化Ｎ値と液状化強度の関係

・N_1 ＞25では液状化強度が急増

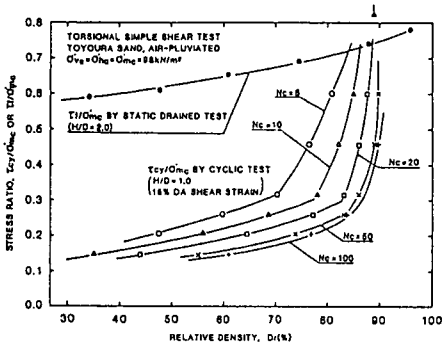
(7)　結論

① 密な砂では緩い砂のような急激な破壊は発生せず、ひずみが緩慢に進行するサイクリックモビリティが特徴。相対密度80%を越える領域では液状化抵抗が急激に増加。
② 密な砂では密度以外に砂の微視的構造の影響が大。サンプリングや室内試験においては細心の注意を払う必要がある。
③ 密な砂地盤ではボーリングによる構造攪乱の影響で液状化強度の低下が生ずる。よって、標準貫入試験による評価が有用となるが、この際も付随する誤差要因に留意する必要がある。
④ 密な砂地盤では、N_1＞25付近から液状化強度が急激に増加し、既往評価法（道路橋）との差が大となる。密な砂地盤の液状化強度の評価に際しては留意を要する。

Ⅴ．締固め地盤の液状化強度に関する検討事例

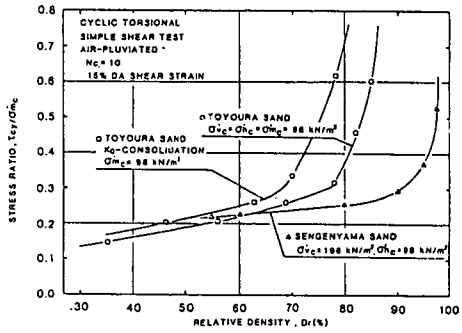
事例　Ⅴ－５		
(1)文献名	密な飽和砂の非排水繰返し強度と液状化判定法	文献No.C-21
(2)著者・出典	龍岡文夫・村松正重・佐々木勉：第16回地震工学会, pp. 213～216	
(3)実験概要	実験方法	繰返し三軸試験、繰返しねじりせん断試験（供試体高さ4～15cm）
	入力波	正弦波（f＝0．05～0．5Hz）
	計測概要	過剰間隙水圧、せん断ひずみ
(4)供試体の条件	種　類	浅間山砂、豊浦標準砂
	作成方法	空中落下法、水中落下法、水平打撃法、締固め法の４種類
	密　度	D_r＝３０～１００％
(5)結果概要	・液状化強度に対する諸要因の影響 （密度、砂の種類、圧密条件、供試体作成方法、サイズ、強度の定義方法等）	

◎液状化強度の比較



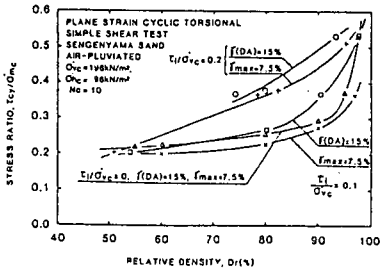
図－１　液状化強度の定義法

※一般にN_c＝20回の時の応力比（R_{20}）が用いられるが、N_cを変えると上図のようになる



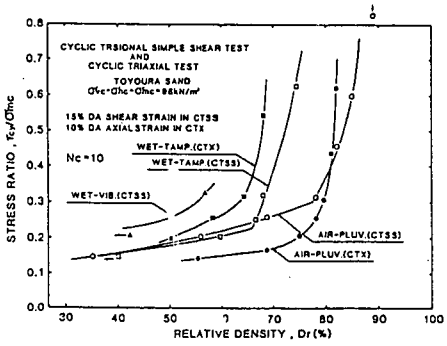
図－２　砂と圧密条件による変化

※平均主応力が同じであっても圧密条件が異なると強度も異なる



図－３　初期せん断応力の影響

※初期せん断応力が大きくなるにつれて強度は上昇している



図－４　供試体作成条件

※空中落下・水中落下も強度は大きく異なる

(6)結論

・同一密度における液状化強度は、諸々の要因によって変化する。

・D_rが大きくなると、既存のR_l判定式と比べて実験結果が大きくなる。

VI. 密な砂地盤を対象とした設計法・設計例に関する調査

設計法 VI－1		
(1) 基準名	原子力発電所耐震設計技術指針[8]	
(2) 関連機関名	日本電気協会	
(3) 設計法の概要	設計対象	密な砂地盤の液状化判定法
	対象構造物	原子力発電所施設
	設計に用いる定数	地盤のN値、有効上載圧 $\sigma v'$ 、平均粒径 D_{50} （液状化強度の評価に必要な定数）

(4) 設計式

$$R=a\{N_1^{0.5}+(bN_1)^n+c-14.8\cdot f(D_{50})\}$$

$$f(D_{50})=0.255\log\left(\frac{D_{50}}{0.35}\right) \qquad 0.04\leqq D_{50}\leqq 0.6\ \text{mm}$$

$$f(D_{50})=0.05 \qquad 0.6\leqq D_{50}\leqq 1.5\ \text{mm}$$

ここに a, b, c, n は定数で下表の値をとり，D_{50} は平均粒径（mm）である。

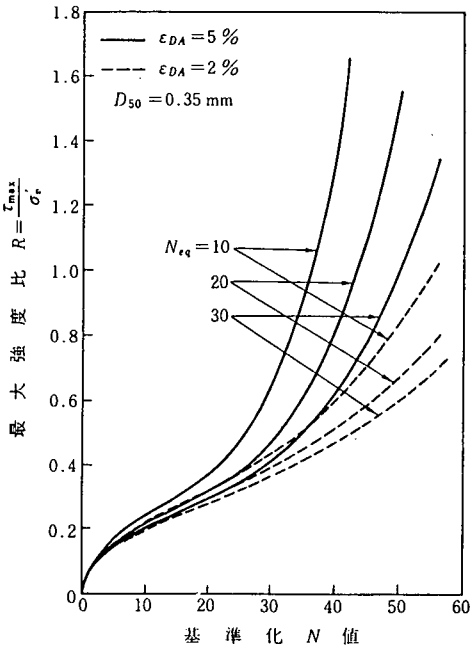
ここで，密な砂では $c=0$ としても誤差は小さい。

なお，式中の N_1 は，N 値と上載圧 σ_v'(kgf/cm²) に基づき，下式により算出される基準化 N 値である。

$$N_1=\frac{1.7N}{0.7+\sigma_v'}$$

定数の値（原子力発電所耐震設計技術指針）

		a	b	c	n
ε_{DA}= 2 %	N_{eq}=10	0.0639	0.0346	0.312	3.21
	N_{eq}=20	0.0584	0.0336	0.312	2.80
	N_{eq}=30	0.0554	0.0318	0.312	2.78
ε_{DA}= 5 %	N_{eq}=10	0.0760	0.0420	0	4.77
	N_{eq}=20	0.0676	0.0368	0	4.52
	N_{eq}=30	0.0631	0.0345	0	4.00



液状化判定カーブ
（原子力発電所耐震設計技術指針）

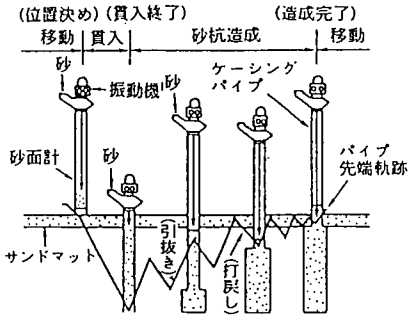
＊ 緩い砂から密な砂地盤までの地盤に対して適用できるような液状化応力比Rの算定式を示している。

＊ 地震時応力比Lは別途応答解析等によって算定することが必要。

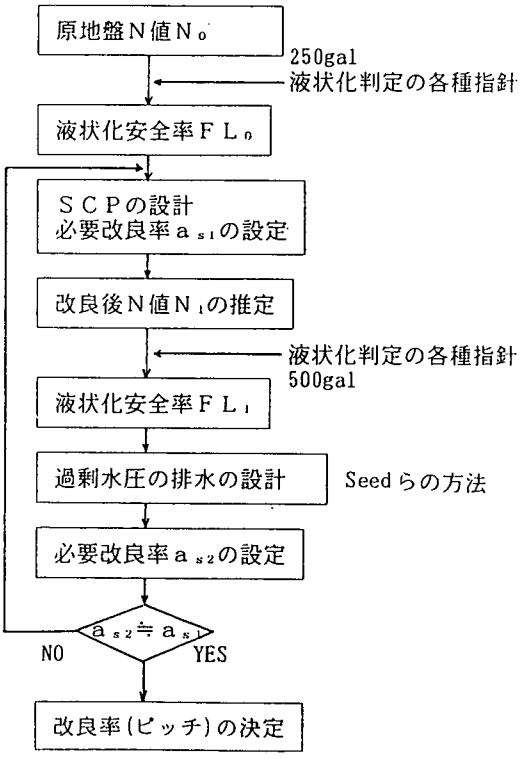
VI. 密な砂地盤を対象とした設計法・設計例に関する調査

設計法 VI － 2		
(1) 文献名	液状化対策としての砕石コンパクションパイル工法の設計例 [4]	
(2) 著者・出典	山本　実・酒井成之・野津光夫：第48回土木学会年次学術講演会, pp. 584～585.	
(3) 設計法の概要	設計対象	強震時に対応した締固め工法の施工仕様の設計法
	対象構造物	(本文献では超高層建築物の事例を紹介)
	設計に用いる定数	原地盤N値、置換率（締固めの設計）、過剰間隙水圧の排水の設計（ドレーンとしての設計）に用いる定数など

(4) 設計式



図－1　砕石コンパクションパイルの施工



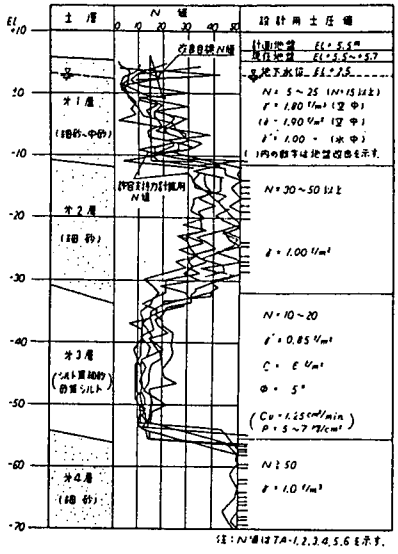
図－2　設計のフローチャート

・超高層建築で用いられるレベル1（250gal）に対しては締固め効果にて、レベル2（500gal）に対しては砕石の排水効果によって対応する。
・締固めによる必要改良率 a_{s1} とドレーンによる必要改良率 a_{s2} が一致するまで計算を繰り返す。

VI. 密な砂地盤を対象とした設計法・設計例に関する調査

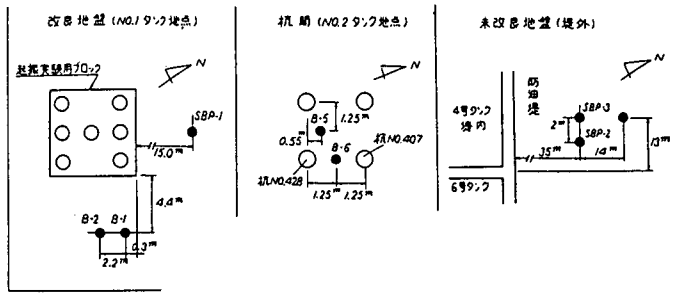
設計法 VI － 3		
(1) 文献名	地上式ＬＮＧタンク基礎の耐震性（その１）	文献 No. B-8
(2) 著者・出典	矢島・吉田・江刺・沢田・西：電力中央研究所報告382056, 昭和58年.	
(3) 設計法の概要	設計対象	改良地盤中の杭の設計
	対象構造物	（文献ではＬＮＧタンクの例）
	設計に用いる定数	ＳＣＰ工法による改良地盤の動的バネを動的孔壁加圧試験によって実測

(4) 設計式



図－１　対象地盤

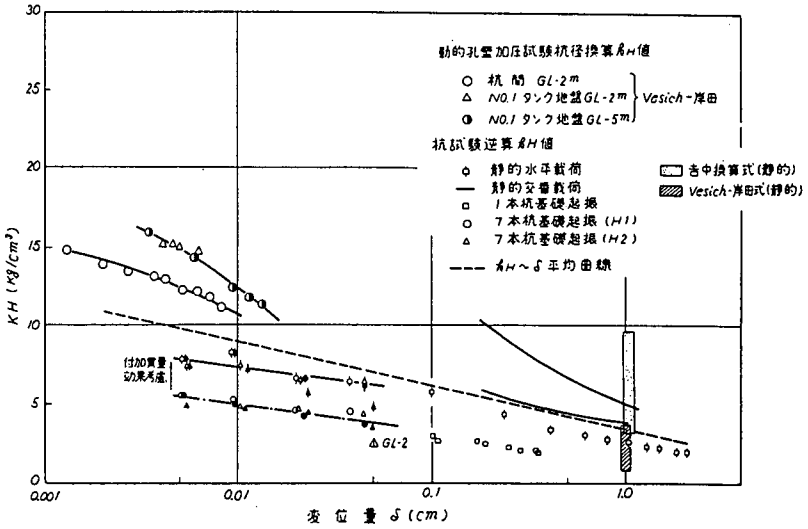
・改良目標Ｎ値は15



図－２　実験の概要

・ＳＣＰ□2.5mピッチで施工。改良後Ｎ値＝15～20

・●はボーリング、動的孔壁加圧試験位置



図－３　改良地盤のK_H～δ関係

・動的加圧試験では静的試験値よりも大。

・設計ではδ＝１cmでK_H＝2.5kg／cm³であり、試験結果と整合。

VI. 密な砂地盤を対象とした設計法・設計例に関する調査

事例 VI－4			
(1)文献名	サンドコンパクションパイルの液状化防止限界値について		文献No. C-32
(2)著者・出典	玉置敏洋・秋吉卓ほか：土木学会第48回年次学術講演会, pp. 396～397		
(3)実験概要	実験方法	振動台実験（幅1.5m×高さ1.0m×奥行き1.0m）、液状化解析	
	入力波	正弦波１００ｇａｌ、５Ｈｚ、２０秒加振	
	計測概要	土槽中央にて加速度、過剰間隙水圧を測定	
(4)供試体の条件	種　類	砂（物性値のみ記載）	
	作成方法	水中落下後ＳＣＰ（ϕ＝７０mm）打設、正方形配置１６本	
	密　度	未改良：D_r＝２２%、改良地盤杭間D_r＝４０～５０%	
(5)結果概要	・ＳＣＰの液状化に対する限界締固め力は約９kgf 限界杭間比Ｌ／ϕは約２．５		

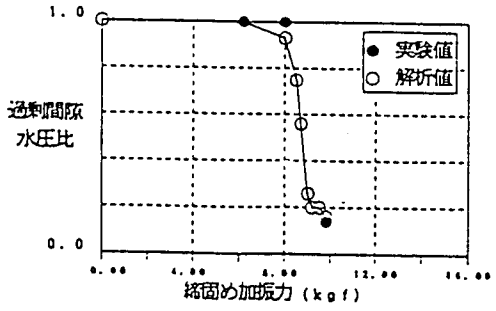
表－１　ＳＣＰによる改良地盤

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
締固め加振力（kgf）	未改良	6.2	8.0	9.8	8.0	9.8
杭間距離（mm）	未改良	200			250	

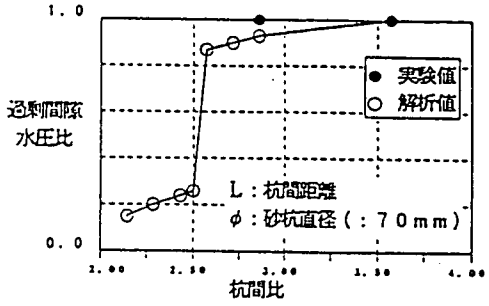
表－２　改良前後の杭間の相対密度

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
改良前の相対密度(%)	ほぼ 22					
改良後の相対密度(%)	未改良	45.4	42.7	48.8	41.3	41.6

※相対密度は、未改良22%からＳＣＰ改良により
40～50%になっている。



図－１　過剰間隙水圧と締固め起振力
（砂杭間200mm，地表面沈下100mm）



図－２　過剰間隙水圧比Ｌ／ϕと杭間比
（起振力8.0kgf，地表面沈下100mm）

ＳＣＰの締固め起振力９kgf、同一起振力で杭間比２．５前後において、
過剰間隙水圧の急激な低下が見られる。

(6)結論

・液状化解析において適切なパラメーターの選択により、任意の目標値に対するＳＣＰの合理的な設計が可能となる。

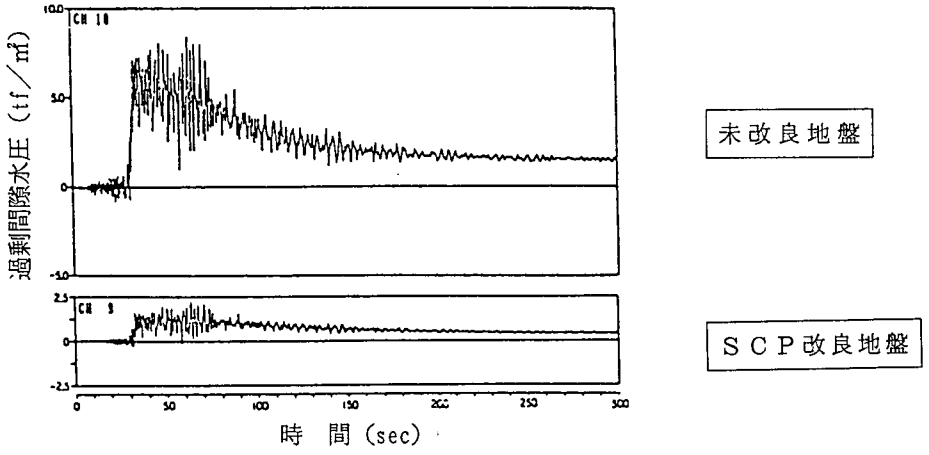
7) 調査結果のまとめ

締固め地盤の強震時挙動に関する文献調査の結果を以下にとりまとめる。なお、収集されたデータに対する定量的な検討は来期実施の予定であり、ここでは定性的な傾向を述べる。

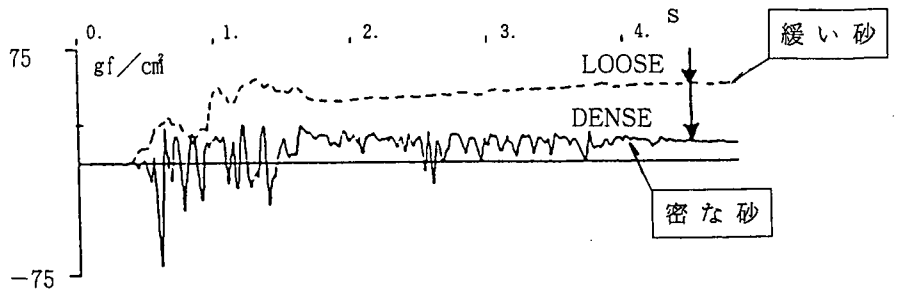
① 締固め地盤の強震時挙動

締固めによる砂地盤の液状化抵抗の増大は、標準貫入試験によるＮ値の変化等によって評価されることが多いが、原位置計測や大型の振動台実験によっても地震時の過剰間隙水圧上昇量の低下から液状化抵抗の増大が確認されている。図－4.7.2(a)は釧路沖地震におけるＳＣＰ工法での実測例（小田島・西川）を、(b)は高さ3mの大型土槽を用いた当麻らの振動台実験結果を示しているが、締固め地盤や密な砂地盤の過剰間隙水圧値は、これらの文献では未改良地盤（液状化）の１／４程度にまで低減している。なお図－4.7.2(c)には(b)の振動台実験における加速度データを示しているが、緩い砂地盤では液状化による地盤剛性の喪失によりせん断波が伝達されず、加速度値が激減している。一方密な砂地盤では加速度値はかなり大となっており、このような地震時応答の違いは締固め・未改良地盤においても同様に生じているものと推察される。調査結果のなかで紹介した数値解析手法は地震時の応答変化を評価するための有力な手段と考えられるが、締固め地盤での実測データを対象とした解析等を実施することにより、今後その精度の向上が図られることを期待したい。

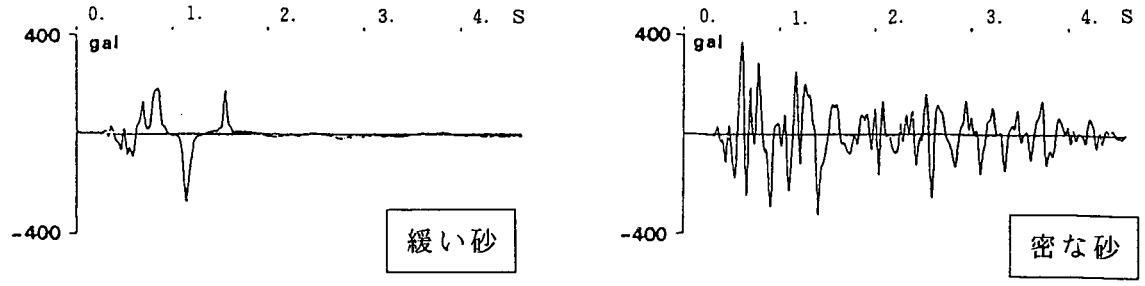
締固め地盤の強震時挙動には、密な砂のサイクリックモビリティが強く関与している。図－4.7.3



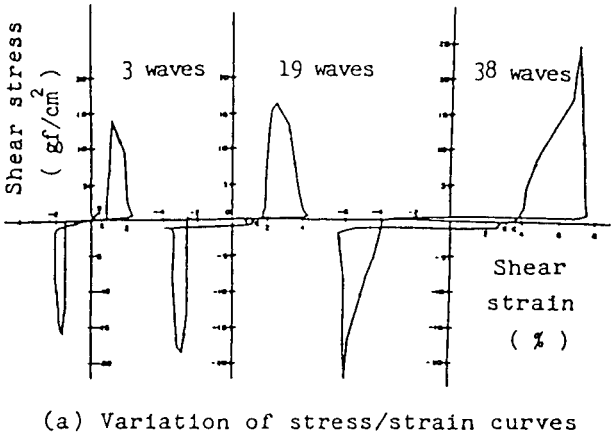
図－4.7.2(a)　釧路沖地震におけるＳＣＰ改良地盤での間隙水圧実施例[A 2, 34)]



図－4.7.2(b)　実物大振動台実験における間隙水圧記録（当麻ら[C-23)]）

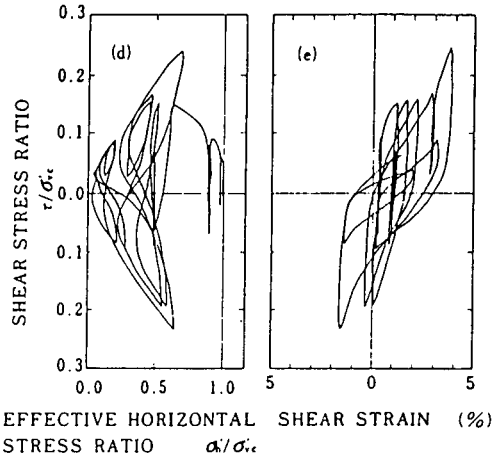


図－4.7.2(c)　実物大振動台実験における加速度記録（当麻ら[C-23]）



(a) Variation of stress/strain curves

図－4.7.3(a)　密な砂のサイクリック
モビリティ（国生[C-4]）

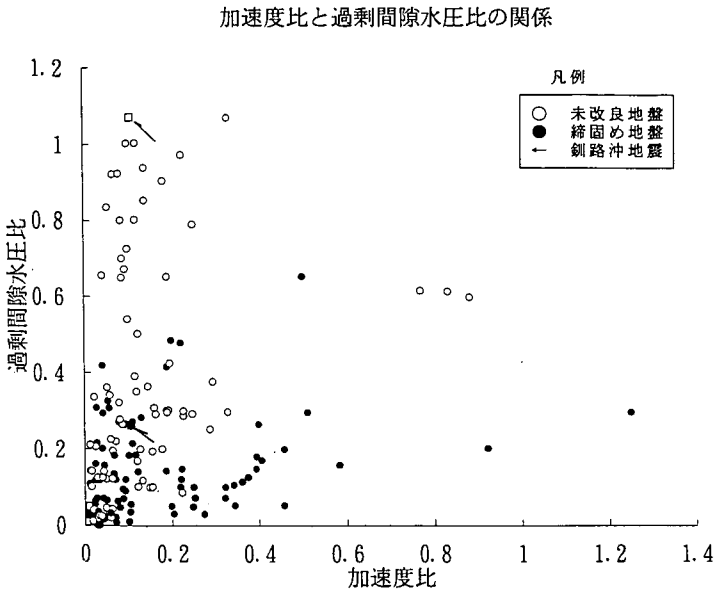


図－4.7.3(b)　同左（藤井ら[C-10]）

(a)(b)は密な砂の応力－ひずみ関係を示したもの（(a)は国生らによる振動台実験の例、(b)は藤井らによる中空ねじり試験の例）であるが、ある限界ひずみ量を越えると地盤の剛性が回復し、緩い砂のようなひずみの急増が妨げられている様子がうかがわれる（図(a)は振動台実験のデータであり、(b)のような要素試験以外でもこのような実挙動が見られることは興味深い）。このようなデータは、本共同研究で実施中の一斉解析で用いられている解析コード「ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２」でのモデル化（山根の式によるサイクリックモビリティの表現法）が、定性的には締固め工法に対して妥当であることを裏付けるものといえる（ただし定量的には、土の種類による違いに対して検討が必要）。

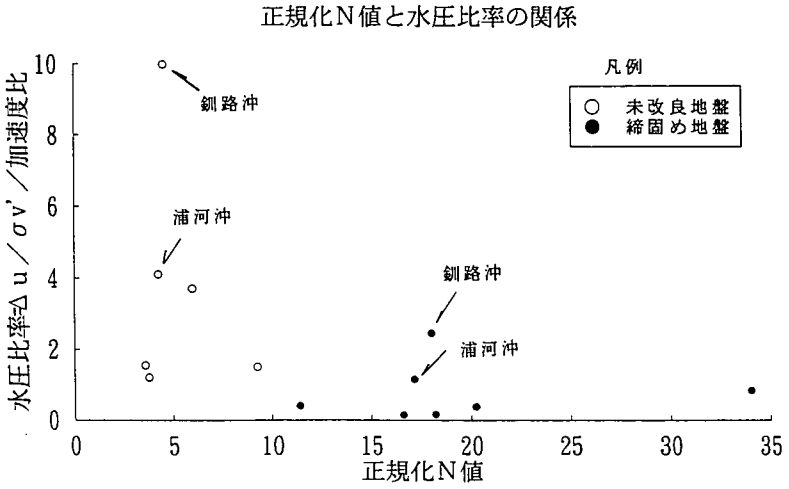
② 締固め地盤の再加振時における間隙水圧上昇特性

図－4.7.4は、事例Ⅰ、Ⅱで得られた加振加速度～過剰間隙水圧関係をとりまとめたものである（ただし横軸を重力加速度、縦軸を有効土被り圧で正規化）。図より、全体的な傾向として改良地盤のデータ（●印のプロット）のほうが未改良地盤（○印のプロット）よりも下方に位置しており、同一の加振加速度に対して発生する過剰間隙水圧量が小さいこと、すなわち液状化に対する抵抗性が高いことがわかる。ただし、これらのプロットは比較的大きなばらつきを有しており、地盤のＮ値や細粒分含有率、あるいは透水性といった性状の違いが加振時挙動に対して複雑に影響しているものと思われる。また、図中には釧路沖地震の際に得られたＳＣＰ改良地盤での実測値[5]を矢印で併記した。

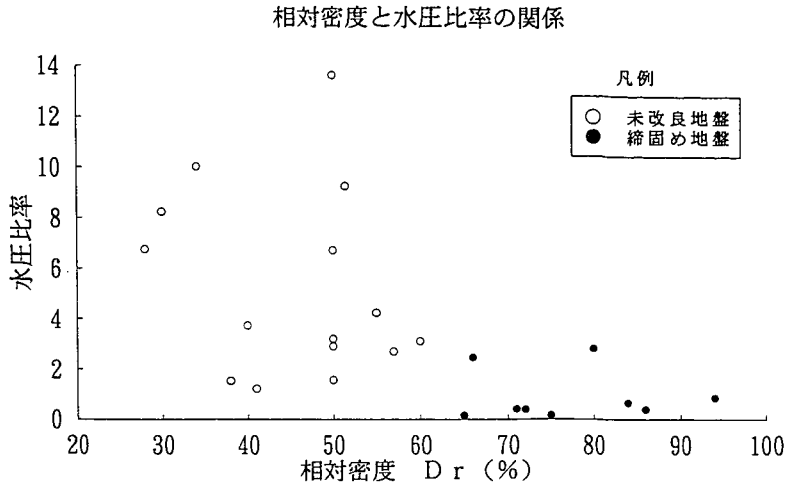


図－4.7.4　原位置加振実験による加速度比～過剰間隙水圧比関係

前述したように、実地震と締固め用ロッドを用いた強制加振とでは加振振動数や地盤のひずみ振幅、加振回数等が異なるために直接的な比較には問題が残る。ただし図に示すように、改良・未改良地盤での観測データ（←印）は強制加振実験のデータ範囲の中にプロットされる結果となった。また図－4.7.5(a)(b)は、図－4.7.4から加振加速度比に対する過剰間隙水圧比の増加率を求め、地盤の正規化N値（Meyerhofの式により有効上載圧1 kgf/cm²でのN値に換算）と相対密度Drに対してプロットした結果を示している（事例Ⅲ、Ⅳのデータも併記。相対密度はN値より逆算、もしくは振動台実験では実測値を使用）。図より正規化N値あるいは相対密度が高まるにつれて過剰間隙水圧上昇率が低下する傾向を認めることができるが、例えば同一の正規化N値であっても縦軸の値が異なっていたり実地震のデータが強制加振よりも全体的に上方に位置する傾向が見られることなど、検討の余地を残している。



図－4.7.5(a)　正規化N値と過剰間隙水圧上昇率の関係



図－4.7.5(b)　相対密度Ｄｒと過剰間隙水圧上昇率の関係

4.7.2　まとめと今後の課題

「4.7　締固め工法の設計・施工法の検討」では、締固め地盤の液状化抵抗と強震時挙動に関する知見を収集し、Ｌ２に対応した締固め工法の設計法の提案と構造物設計グループへの情報提供を試みるために実施した一連の文献調査結果をとりまとめた。得られた知見を以下にまとめる。

① 釧路沖地震では我国で初めてＳＣＰ改良地盤と未改良地盤での間隙水圧の原位置計測に成功し、締固め地盤が未改良地盤に比較して高い液状化抵抗を有することが実証された。

② 締固め地盤に対する原位置加振実験のデータを収集し、締固めによって加振時の過剰間隙水圧上昇量が低下すること、すなわち液状化抵抗の向上が確認された。これらのデータを図－4.7.4、図－4.7.5に集約して示した。

③ 締固め地盤と類似の性状を有する密な砂の強震時挙動に関して、その特徴が緩い砂には見られないサイクリックモビリティの現象にあること、締固め地盤に関してもそのねばり強さを設計に取り込む必要があることなどを示した。

以上の成果をもとに、残された検討課題と来年度以降の研究内容を以下にまとめる。前述したように、これらは、Ｌ２に対応した締固め工法の設計法の提案と強震時挙動に関する構造物設計グループへの情報提供に集約される。

① 原位置加振実験で得られたデータ（図－4.7.4，4.7.5）を用いて、Ｌ２相当の地震への対応を念頭に置いた締固め工法の設計法（施工仕様の決定法）を提案すること。

・既往の液状化強度評価法（道路橋など）を用いた締固め工法の試設計

・密な砂の液状化強度評価法（吉見・時松や国生）を用いた締固め工法の試設計

・今期収集データを用いた設計法の提案と試設計

② ①に基づき設計された締固め地盤の強震時挙動に関する検討

・強震時の間隙水圧上昇量、地盤のひずみ量（ｻｲｸﾘｯｸﾓﾋﾞﾘﾃｨ考慮）の評価法の提案

・施工仕様（締固め度）と入力地震動の組み合わせに応じた地震時挙動の変化に関する試算例の提示（入力動の大きさと水圧発生量、地盤剛性、ひずみ量の関係）

表－4.7.3　研究の全体工程

	H4年度	H5年度	H6年度	H7年度	H8年度
技術課題の抽出	———				
強震時挙動の検討		———			
・Ｌ２対応の設計法 ・強震時挙動の評価法の提案	課題の抽出	提案のための情報収集	—— 評価法の提案と試算		

（前田建設工業、不動建設、間　組）

参考文献

1) 吉見吉昭：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価規準、土と基礎、Vol. 38, No. 6, pp. 33～38, 1990.

2) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、4.7 締固め工法の設計・施工法の検討、共同研究報告書第91号, p158, 1993.

3) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針、1987.

4) 山本実・酒井成之・野津光夫：液状化対策としての砕石コンパクションパイル工法の設計例、第48回土木学会年次学術講演会概要集、pp. 584～585, 1993.

A．実地震時の事例に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	地震名（地震規模）	工法名	構造物	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度（N値等）	改良地盤の変状	構造物の損傷	その他
A-1	Ishihara Kawase Nakajima	Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake	S&F, Vol. 20, No. 2 pp. 97～111, 1980	宮城県沖地震	ＳＣＰ工法 (△1.8m, L＝15.5m)	石巻石油 タンク基地	－	－	改良前３～５ 改良後15付近	液状化発生せず	な　し	文献A-６にも紹介 被災時のSurchargeの効果にも言及
A-2	小田島大 西川純一	釧路沖地震における砂地盤の間隙水圧挙動	第48回土木学会 ☒-183, pp. 420 ～421	釧路沖地震	ＳＣＰ工法 φ700, 1.6mﾋﾟｯﾁ	－	○ 未改良地盤のみ。 表層118gal	○	初期Ｎ値 ２～６ 改定後は記述なし	地表では未改良でも変状なし(凍結？)	－	αmax＝118galに対し、 未改良では△U/σv'＝1.09 改良では△U/σv'＝0.08～0.22
A-3	土木学会	1983年日本海中部地震震害調査報告書	同左, pp. 262 ～266	日本海中部地震	ＳＣＰ工法 (△1.8mﾋﾟｯﾁ Ｌ＝11m)	タンク (1500kl)	－	－	改良前３～14 改良後８～20	未改良では噴砂・噴水・亀裂	無被害	
A-4	Watanabe, T.	Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by Niigata-Earthquake and Their Restoration	S&F, Vol. 6, No. 2 pp. 86～99	新潟地震	ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ (△1.4～1.5m)	２万klタンク	－	－	改良前５～15 改良後10～25	改良地盤では２～３cmの均等沈下	未改良地盤上のタンクは著しく沈下・傾斜	文献A-６にも紹介 αmax＜200gal
A-5	Ohsaki, Y.	Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake	S&F, Vol. 10, No. 2 pp. 112～128	十勝沖地震	ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ	八戸市の工場	－	－	－	－	甚大な被害はなし	文献A-６にも紹介 αmax＜200gal
A-6	吉見吉昭	砂地盤の液状化(第一版，技報堂)	同左, pp. 130	宮城県沖地震	ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ (Ｌ＝５m)	石油タンク	－	－	－	－	被害を受けた	山口柏樹教授の私信 αmax＝300gal(H), 150gal(V)とかなり大きかった
A-7	国生剛治ら	日本海中部地震被害現地調査報告	電力中央研究所報告383024, 昭和58年	日本海中部地震	置換および表層締固め	秋田火力 タンク基礎	－	－	表層部はＮ値10以下。以深はＮ＝20～40の粗砂	な　し	な　し	粒度配合の良好な砂と砂礫を互層で転圧
A-8	不動建設(株)	平成５年釧路沖地震震害調査報告書	同左, 1993 (社内資料)	釧路沖地震	ＳＣＰ工法 ＧＤ工法	港湾岸壁 タンク基礎	－	－	○	－	小さな段差程度(岸壁)で支障なし	釧路港。未改良部との違いが明確にあらわれた
A-9	土木学会	1993年釧路沖地震被害調査報告	同左, 1993	釧路沖地震	ＳＣＰ工法 ＧＤ工法	港湾	－	－	－	－	第一埠頭:無被害 中央:微少な被害 第三:軽微な被害	第三埠頭では対策工が実施されていたが約30cmの段差が生じ軽微な被害が発生
A-10	基礎地盤 ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ(株)	平成５年釧路沖地震調査報告書	同左, 1993 (社内資料)	釧路沖地震	ＳＣＰ工法 ＧＤ工法	港湾	－	－	－	ＧＤで20mm程度の沈下	な　し (未改良域では大)	ＧＤの有効性に対するはじめての検証例

A．実地震時の事例に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	地震名（地震規模）	工法名	構造物	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度（N値等）	改良地盤の変状	構造物の損傷	その他
A-11	基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ(株)	平成５年北海道南西沖地震調査報告書	同左，1993（社内資料）	北海道南西沖地震	ＳＣＰ工法	港湾 矢板式岸壁（西埠頭）	－	－	－	－	一部に段差噴砂や亀裂、はらみ出し等はない	西埠頭以外は対策工実施せず。エプロン沈下、護岸の押し出し、段差、亀裂等の損害が大
A-12	岩楯敬広ら	ＬＮＧ地下タンクの地震時挙動の観測と数値シミュレーション	電力中央研究所報告383007（昭和58年）	千葉県中部地震（M＝6.1）	密な洪積砂転圧による改良	ＬＮＧ地下タンク	○	－	地盤の動的バネN値、Ｖｓ動的変形特性	な し	な し	密な洪積砂。表層に転圧による改良部を含む
A-13	稲富隆昌 風間基樹	1989年ロマプリータ地震による港湾・空港施設の被害	第８回日本地震工学シンポジウム p.13～18	ロマプリータ地震	杭基礎	港湾施設	－	－	－	液状化対策は行っておらずこの部分で沈下やクラック	施設への甚大な被害はなし	杭基礎によって機能を失うには至らなかった
A-14	井合進ら	液状化に関する一斉計算	地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集	新潟地震（入力動として使用）	締固めを想定（液状化カーブで与える）	川岸町４Ｆアパートをモデル化	○ 解析値	○ 解析値	液状化カーブを想定	－	構造物の変位を計算	地盤改良の効果を解析的に検討
A-15	吉見吉昭	超高層建物における液状化対策	基礎工，1991.1 p.17～22	TAFT-EW波（入力波として使用）	締固めを想定	22Ｆ超高層	－	○ 解析値	－	－	－	杭と締固めの併用。締固めによって杭の負担が軽減される
A-16	中田邦夫 寺内潔	日本海中部地震における秋田港岸壁の被災と復旧工事	土と基礎，32-9（1984），p.27～28	日本海中部地震	自然地盤	港湾岸壁	－	－	－	○	○	Ｎ＞14の密な地盤では液状化が生じなかった
A-17	荻原庸嘉	新潟地震（1964年）震害が教えるもの（建築）	基礎工，1987.5	新潟地震	自然地盤	建築基礎	－	－	○	－	－	液状化層の厚さ、Ｎ値と杭の被害との関係
A-18	浅田秋江	日本海中部地震（1983年）震害が教えるもの（建築）	同　上	日本海中部地震	自然地盤	建築基礎	－	－	○	－	－	Ｎ＞10では無被害が多いことを記述
A-19	佐々木康	同　上 －八郎潟堤防の被害から学ぶ教訓－	同　上	同　上	同　上	堤防盛土	－	－	○	－	－	押え盛土による液状化対策効果を記述
A-20	佐藤ら	流動化履歴地点の地盤特性（その４）	第35回土木学会年講pp.149～150	但馬地震（7.0）安芸灘地震（7.6）	－	－	－	－	○ Ｎ値	－	－	地盤耐震地図の作成

A．実地震時の事例に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	地震名（地震規模）	工法名	構造物	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度（N値等）	改良地盤の変状	構造物の損傷	その他
A-21	佐藤ら	流動化履歴地点の地盤特性(その５)	第36回土木学会年講pp. 74～75	南海地震(8.1) 熊本地震(6.3)	－	－	－	－	○ N値	－	－	地盤耐震地図の作成
A-22	井上ら	震害事例から見た液状化に伴う構築物別挙動の特徴について	第40回土木学会年講pp. 85～86	関東・新潟・十勝沖他	－	地盤、基礎 地中構造物	－	－	－	－	○	液状化に伴う構造物の挙動
A-23	安田・三村ら	1985年メキシコ地震による被害と地盤の関係（その１）	第41回土木学会年講pp. 33～34	メキシコ地震 M8.1	－	－	－	－	○ N値	－	－	被害要因の分析(事後調査)
A-24	安田・三村ら	1985年メキシコ地震による被害と地盤の関係(その２)	第41回土木学会年講pp. 35～36	メキシコ地震 M8.1	－	－	○ 常時微動観測	－	－	－	－	
A-25	岸田	地盤改良工法	建築雑誌 Vol. 106, No. 1314 pp. 16～17	－	－	－	－	－	－	－	－	経過年数と液状化発生率
A-26	浅井ら	地震災害、防災復旧対策の歴史と教訓	土木学会誌 86年４月 pp. 8～16	多数	－	○	－	－	－	－	○	
A-27	長谷川久夫 三苫寛	日本海中部地震による昭和・飯田川バイパス盛土被害	土と基礎, 1984. 9, P. 15～19	日本海中部地震 M7.5	ＳＣＰ工法 緩速載荷 押え盛土	道路			○	○	○	
A-28	中田邦夫 寺内潔	日本海中部地震における秋田港岸壁の被災と復旧工事	土と基礎, 1984. 9, P. 27～31	日本海中部地震 M7.5	ＧＤ グラベルドレーン	岸壁	○		○		○	
A-29	KENJI ISHIHARA YASUHIRO KAWASE MIHARU NAKAJIMA	LIQUEFACTION CHARACTERISTICS OF SAND DEPOSITS AT AN OIL TANK SITE DURING THE 1978 MIYAGIKENN-OKI EARTHQUAKE	SOIL AND FOUNDATION, VOL. 20, NO. 2 P. 97～111	宮城県沖地震 M7.4	ＳＣＰ工法	オイルタンク			○		○	
A-30	EIICHI KURATA SETUO NODA TOYOSHI HIGUCHI	STRONG-MOTION EARTHQUAKE RECODS OF THE 17 DECEMBER 1987 CHIBAKENN-TOHO-OKI EARTHQUAKE IN PORT AREAS	港湾技術研究所	千葉県東方沖地震M6.7		岸壁	○				○	

A．実地震時の事例に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	地震名（地震規模）	工法名	構造物	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度（N値等）	改良地盤の変状	構造物の損傷	その他
A-31	柳沢英司 園部好洋 長谷弘太郎 大本久信	敷砂の液状化による堤防の被災の一例とその対策	第16回土質工学研究発表会 P.1197～1200	宮城県沖地震 M6.7	ＳＣＰ工法	堤防	○	○	○			液状化解析
A-32	井合進 倉田栄一	ゆるい砂地盤における地震時の間隙水圧の観測と解析	港湾技術資料 (1991.12) No.718,p.1～18	千葉県東方沖 地震M6.7	置換	岸壁	○	○				
A-33	稲富隆昌 風間基樹	1989年ロマプリータ地震港湾空港被害報告	港湾技術資料 (1990.12) No.691,p.1～55	ロマプリータ 地震		岸壁	○			○		
A-34	西川純一 小田島大 森伸一郎 三輪滋	1993年釧路沖地震における液状化アレー観測	土と基礎,42-3 (1994),p.57～62	釧路沖地震 M7.8	ＳＣＰ工法		○	○	○	噴砂の跡は見られず		浦河沖地震での非液状化データとの比較を行っている
A-35	土岐 三浦 山下	1993年釧路沖地震における地盤災害の概要	土質工学会北海道支部技術報告集 第34号,p.4～13	釧路沖地震	ＳＣＰ工法	港湾施設			○	○		ＳＣＰ打設時の間隙水圧データを記載
A-36	高橋準一 柳沢栄司ら	ＧＣＰで改良された地盤で観測された地震記録の解析	第20回地震工学会 pp.185～188	1988年１月 宮城県北部で発生。M=4.5	ｸﾞﾗﾍﾞﾙｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法	盛土	○	－			－	応答解析と実測値との比較を行っている

B．締固め地盤の原位置強制加振の事例に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	加振方法	工法名	構造物	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度（N値等）	改良地盤の変状	構造物の損傷	その他
B-1	日本鋼管(株)	扇島地已埋立て地盤の液状化予測と対策	同左, 1975	ＳＣＰのケーシングパイプによる加振	ＳＣＰ工法 (□1.7mピッチ)	－	○ 無改良0.2g 改良1.6g くらい	○ △U/σv' =0.53 =0.10	－	－	－	Fc≦８％ D_{50}=0.26～0.45mm
B-2	谷本喜一 末松直幹 坪井英夫	砂柱による地盤改良効果の動的判定法に関する研究	第12回土質工学会 D-7, pp. 485～488	ＳＣＰのケーシングパイプ	ＳＣＰ工法 (△1.8mピッチ Ｌ＝12.5m)	－	○	○ 未改良50％ くらい 改良☒0	改良前Ｎ＝6～8 改良後＝20～30 Ｓ波は 200→400m/s	－	－	ＰＳ検層 常時微動も実施
B-3	斉藤和夫 出垣広明 妹尾英世	サンドコンパクションパイルによる液状化対策工の効果	第36回土木学会年次学術講演会, ☒部, pp. 720～721 1981	ＳＣＰのケーシングパイル	ＳＣＰ工法 △1.5mピッチ	盛土	○ 未改良0.2～ 0.4g 改良0.8g	○ 改良によって △U/αが低下	火山灰質土 (泥炭含む) N_0＝５～10 D_{50}=0.4 ～0.7mm	－	－	ジオセルによるK0値測定も実施
B-4	石原研而 根井基雄 三井進平 高橋康二	砂地盤における振動時の原位置間隙水圧測定	第７回土質工学会 D-7, pp. 317～320	ＳＣＰのケーシングパイル	ＳＣＰ工法	－	○ 未改良0.1～0.3g 改良0.4～0.6g	○ 未改良60 ～70％ 改良50％	初期値 Ｎ＝４～７ →Ｎ＝15	－	－	同じ△U/σv'に対して改良地盤は２～３倍の加速度が必要
B-5	B-1と同じ	同左	同左	ロッドコンパクションの振動棒	振動棒工法 (□1.7～ ２mピッチ)	－	○ 未改良～0.1g 改良～0.2g	○ 50％ 10％	－	－	－	改良地盤ではα/gが増えてもΔU/σv'は急増せず、ねばり強い傾向
B-6	鳥取孝雄	京葉線高架橋の液状化対策	基礎工, 1984年 ７月号	大型バイブロにてＨ鋼杭を加振	ﾊﾞｲﾌﾞﾛｺﾝﾎﾟｰｻﾞ (□1.6mピッチ) 砂杭及び砕石杭	高架橋	○ 0.3～0.5g	○ 未改良37 ～49％ 改良６～９％	N_0＝３～６ が２～５倍に 増加Ｎ＝11～ 30	－	－	Ｄrは1.0～1.5倍、 K_0は1.3～2.4倍に増大 締固めによる液状化抵抗の増加率は1.2～2.8
B-7	前田建設工業 (株)	ＳＩＭＡＲ工法技術資料	同左, pp. 143～145	ロッドコンパクションの振動棒	ＤＰＣ、ＳＣＰ、 ＳＩＭＡＲ工法 (□1.5mピッチ)	－	○ 0.2～0.5g	○ ☒100％(DPC) ＜30％(SCP) ＜15％ (SIMAR)	３ヶ所の現場	－	－	密度、Vs、K_0、粒子構造の測定を同時実施
B-8	矢島浩ら	地上式ＬＮＧタンク基礎の耐震性(その１) －地盤調査および杭基礎構造物の 振動特性－	電力中央研究所 報告382056 昭和58年	ボーリング孔壁でのくり返し加圧　ＳＢＰＭ	ＳＣＰ工法 □2.5mピッチ	ＬＮＧタンク	－	－	動的変形特性 地盤バネ Ｎ値	－	－	改良＋杭＋構造物に対する起振実験も実施
B-9	同上	同上（その２） －常時微動測定によるタンク全体系の 振動特性評価－	同上 383019	常時微動	同上	同上	－	－	－	－	－	改良地盤でのみ実施
B-10	沢田健吉ら	砂質地盤の液状化特性の原位置試験法および改良工法に関する調査	土木研究所資料 1220号　昭和52年	発破による振動	Ｎ＞10の密な砂とＮ＜10の砂地盤の比較	－	○ 水平及び鉛直	○ ピーク及び 残留	Ｎ値	沈下、密度変化を測定	－	締固め地盤の強制加振実験の事例がまとめられている

B．締固め地盤の原位置強制加振の事例に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	加振方法	工法名	構造物	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度（N値等）	改良地盤の変状	構造物の損傷	その他
B-11	中村純平他	液状化対策工法「ドレーンパイプ工法」の開発と施工	土木施工27巻5号(1986)p.28～37	H鋼(300×300)の加振	SCP工法 □1.8mピッチ (ﾄﾞﾚｰﾝﾊﾟｲﾌﾟGD)	－	○	○ 未改良→液状化 SCP→1/4～1/5	N_0＝5～10 ↓ 20～30	－	－	SCP工法を比較実験として実施 模型実験データ有り
B-12	北松治男他	日本海LNG(株)のタンクにおける対策工事例	基礎工1984.7 p.94～98	ブロック起振実験	SCP工法	LNGタンク	－	－	－	－	－	No.8に同じ 改良地盤の起振実験→減衰
B-13	遠藤、浜田、西川、平井、田中	岩砕若令埋立地盤の締固め工法	関西国際空港施工技術報告会	φ400特殊ケーシングの加振	SCP工法	空港基礎	○	○	○	○ 沈下		

C．密な砂の加振時挙動に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	試験方法	供試体相対密度	供試体作成方法	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度のデータ	土圧・変形の測定	地盤バネの測定	液状化強度	その他
C-1	国生剛治ら	密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討（その１）密な砂の動的強度特性	電力中央研究所報告383025（昭和58年）	中空ねじり試験 振動三軸試験	Dr＝70～90%	水中振動（比較として空中落下も）	－	△U～N関係	－	－	応力－ひずみ関係	○	微視的検討も行っている
C-2	国生剛治ら	同　上　（その２）標準貫入試験による評価法	同　上　383026	土槽実験（拘束圧負荷可）	70～100%	バイブレーターによる締固め	－	－	N値	K_0値	－	不撹乱試料のR_{20}	歴史地震での液状化履歴による評価 密な砂のN_1値～R_{20}関係
C-3	東拓生 常田賢一 二宮嘉朗	締固めた砂質土の液状化強度特性	第28回土質工学会	振動三軸	Dr＝55と80%	空中落下法	－	○	－	－	－	R_{20}～Dr	空中落下法によりDrを変えて実験
C-4	国生剛治ら	密な飽和砂層の強震時応答特性についての振動台実験	第６回地震工学シンポジウム pp. 449～456	振動台実験	Dr＝82～97%	水中落下試料を振動台20HZで加振	○ 300～350galを入力	○	－	せん断土槽の相対変位からせん断ひずみを算定	応力－ひずみ関係よりGが求まる	－	Cycle mobilityに及ぼす入力振動数の影響について言及
C-5	当麻純一ら	埋設管の液状化対策としての地盤の締固め改良範囲の検討	第８回地震工学シンポジウム pp. 861～866	振動台実験	Dr＝80%（未改良部は30%）	５cm撒き出しで木ダコにより400回打撃	○	○ ＋地表面沈下	－	埋設管の浮上り量	－	－	埋設管の浮上り防止に締固めを用いている
C-6	井合進ら	液状化対策としての地盤の締固め範囲	土と基礎, 39-2 1991, p. 35～40	振動台実験	Dr＝84%（未改良部は23%）	－	○ 記述はない	○	－	－	－	－	締固め範囲の検討
C-7	岡本正広 越智健三	密な砂の基本的性質と液状化特性の関係について	東急建設技術研究所報No. 13 p. 13～16	振動三軸	Dr＝50～120%まで変化	不撹乱砂 不飽和突固め法	－	－	－	－	－	○	D_{50}、Fc、Ucをとり入れた密な砂の液状化強度予測
C-8	社本康広	繰返しせん断時における密な砂の有効応力モデル	清水建設研究報告第41号（昭和60年） p. 1～10	中空ねじり試験（数値解析）	（５種類の砂）Dr＝85% 豊浦砂	－	提案モデルを用いた解析例あり		－	解析例あり		○	
C-9	三原正哉 西邦夫	サイクリックモビリティを考慮した一次元液状化解析	間組研究年報 1986, p. 113～125	振動台実験（数値解析）	Dr＝70% 豊浦砂	水中落下法	○	○	－	－	－	－	サイクリックモビリティに着目
C-10	藤井信二 前田幸男	密な砂の不規則荷重下でのひずみ時間履歴の予測	佐藤工業技術研究所報, No. 9, 1982 p. 67～76	中空ねじり試験（不規則波）	Dr＝83～89% 豊浦砂	空中落下法	－	○	－	○ せん断ひずみ	－	－	中空供試体に十勝沖の波形を入力

C．密な砂の加振時挙動に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	試験方法	供試体相対密度	供試体作成方法	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度のデータ	土圧・変形の測定	地盤バネの測定	液状化強度	その他
C-11	柏田ら	突固めた砂質シルトの不規則荷重載荷時の動的強度特性	第38回土木学会年講, pp. 333～334	振動三軸	砂質シルト γd=1.5～1.6	突固め	－	－	－	○	－	○	
C-12	木全ら	地盤の反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響	第36回土木学会年講, pp. 90～91	室内簡易載荷試験	豊浦砂 密度不明	水中落下	－	－	－	○ 貫入量	○	－	
C-13	三原正哉	砂の液状化強度に対する締固め含水比・締固めエネルギーの影響	第40回土木学会年講, pp. 13～14	振動三軸	砂 ρd=1.3～1.6	突固め	－	－	－	○	－	○	
C-14	源、西	サイクリック・モビリティを考慮した液状化実験の数値シュミレーション	第41回土木学会年講, pp. 69～70	振動台実験 数値解析	豊浦砂 Dr＝70%	水中落下	○	○	－	○	－	－	
C-15	森ら	地盤の振動台実験と液状化解析	第45回土木学会年講, pp. 636～637	振動台実験 数値解析	豊浦砂 Dr＝50, 80	空中落下	○	○	－	－	－	－	
C-16	松田ら	等価線形化地震応答解析法に用いる地盤の動的定数について	第45回土木学会年講, pp. 638～639	振動台実験 数値解析	岐阜砂 Dr＝78%	締固め	○	－	－	○	－	－	
C-17	松本ら	振動締固めによる液状化対策の効果について	第46回土木学会年講, pp. 208～209	振動台実験	川砂 ρd＝1.88	(振動)締固め	○	○	－	－	○	○	
C-18	志田ら	複合地盤における巨視的な動的変形特性	第47回土木学会年講, pp. 228～229	数値解析	－	－	Vs	－	－	－	－	－	
C-19	田口ら	液状化対策層の締固め範囲に関する基礎的研究	第47回土木学会年講, pp. 240～241	振動台実験	緩詰め☒30% 密詰め☒90% のｻﾝﾄﾞｲｯﾁ	締固め	－	○	－	－	－	－	
C-20	井合ら	液状化対策としての締固めの施工範囲について	第14回地震工学会 pp. 9～12	振動台実験	小名浜砂 γsat＝ 1.94～2.07	バイブレータ	－	○	－	－	－	－	

C．密な砂の加振時挙動に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	試験方法	供試体相対密度	供試体作成方法	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度のデータ	土圧・変形の測定	地盤バネの測定	液状化強度	その他
C-21	龍岡ら	密な飽和砂の非排水繰返し強度と地盤液状化判定法	第16回地震工学会 pp. 213～216	繰返しねじりせん断 繰返し三軸	豊浦砂、山砂 Dr＝30～90	空中落下法 締固め、振動	－	○	－	－	－	○	
C-22	近藤ら	部分排水条件下における砂質土の液状化強度	第17回地震工学会 pp. 279～282	繰返し三軸	豊浦砂 透水係数の違い	打撃法	－	○	－	－	－	○	
C-23	当麻ら （その１） （その２）	密な飽和砂層の強振時応答に関する大型振動台実験と解析	第19回地震工学会 pp. 205～212	大型せん断土槽 繰返し三軸 数値解析	利根川砂 Dr＝57～86	振動締固め	○	○	－	○ せん断ひずみ	－	○	
C-24	プラダンら	地震波荷重に対する砂の非排水応力・ひずみ	第19回地震工学会 pp. 213～216	中空ねじりせん断	豊浦砂 Dr＝54～84	空中落下法	－	○	－	○ せん断ひずみ	－	－	地震波を入力
C-25	加藤ら	G．C．Pで改良された地盤で観測された地震記録の解析	第20回地震工学会 pp. 185～188	数値解析	G．C．P 改良地盤	－	○	－	－	－	－	－	
C-26	大槻ら	密な飽和砂地盤・建築系の模型振動実験のシミュレーション	第20回地震工学会 pp. 333～336	振動台 数値解析	浅岡山砂 Dr＝80％	空中落下 ＋振動	○	○	－	○ せん断ひずみ	－	－	
C-27	松本ら	液状化実験による対策工法の効果について	第21回地震工学会 pp. 301～304	振動台	川砂 ？	振動締固め 砕石置換	○	○	－	○	○	－	
C-28	大槻ら	密な飽和砂地盤、建築系の振動台実験に基づく有効応力解析の適用性の検討	第21回地震工学会 pp. 369～372	振動台 数値解析	豊浦砂 Dr＝98％	記載なし	○	－	－	○	－	○	
C-29	斉藤ら	サンドコンパクションパイルによる地盤改良効果に関する一考察	建築学会講梗 92年B1, pp. 1471～1472	応答解析	置換率15％	－	－	－	－	－	－	○	細粒分粒度
C-30	加藤ら	地盤の地震動増幅特性に及ぼす間隙水圧の影響（その２：臨海埋立地盤の最大加速度応答）	建築学会講梗 91年B1, pp. 475～476	応答解析	埋立地を想定	－	○	○	－	－	－	－	

C．密な砂の加振時挙動に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	試験方法	供試体相対密度	供試体作成方法	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度のデータ	土圧・変形の測定	地盤バネの測定	液状化強度	その他
C-31	森ら	地盤の地震動増幅特性に及ぼす間隙水圧の影響（その３：基本的な考え方と研究の方向性の提示）	建築学会講梗 91年BI, pp. 477～478	応答解析	埋立地を想定	－	○	○	－	－	－	－	
C-32	井置ら	サンドコンパクションパイルの液状化防止限界値について	第48回土木学会年講, pp. 396	ＳＣＰ＋振動台液状化解析	置換率10％	ＳＣＰ打設	－	○	－	－	－	－	設計法提案
C-33	和泉公比古 山田淳	サンドコンパクションによる地盤改良効果に関する一考察	第16回土質工学研究発表会 PP. 1685～1688	地質調査					○	○		○	
C-34	岩崎好規 安永文夫 田居優	液状化防止土としての礫杭打設地盤の振動実験について	第17回土質工学研究発表会 PP. 1689～1692	振動実験			○	○	○				
C-35	井合進 小泉勝彦 倉田宗一	液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討	港湾技研資料 No. 590, 1987, 6	振動台実験	緩詰め23％ 締固め84％	空中落下	○	○		○ 沈下			有限要素解析
C-36	野田節男 喜田浩 飯田毅 才村幸生	排水機能付鋼管杭の液状化抑止効果に関する２，３の検討	第25回土質工学研究発表会 pp. 1031～1032	振動台実験	30％ 35％ 85％	水中落下法	○	○		○			
C-37	山内一秀 熊谷俊雄 鈴木行夫 宮崎祐助 石井雄輔	格子状連続地中壁を用いた液状化対策	第25回土質工学研究発表会 pp. 1037～1038	振動台実験	51.5％	ボイリング	○	○		○			
C-38	安田進 中島良二 宮崎賢一 井上賢 多田浩	液状化による永久変位と土圧の関係	第23回土質工学研究発表会 pp. 701～702	振動台実験	80％ 55％		○	○					
C-39	金谷守 西好一 黒田修一 青木茂男	飽和砂礫地盤の振動台実験と非線形振動解析	第23回土質工学研究発表会 pp. 1003～1004	振動台実験 非線形振動解析	70％	締固め	○		○				
C-40	古賀泰之 谷口栄一 森下義 鷲田修三	ジオ・テキスタイルによる補強盛土の振動台実験	第21回土質工学研究発表会 pp. 861～862	振動台実験	50％ 80％					○			

C．密な砂の加振時挙動に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	試験方法	供試体相対密度	供試体作成方法	加速度記録	間隙水圧記録	地盤強度のデータ	土圧・変形の測定	地盤バネの測定	液状化強度	その他
C-41	谷茂 山下恒雄 中山覚博 高野洋一	液状化地盤上の連続糸混入による補強盛土の振動台実験	第25回土質工学研究発表会 pp. 2111～2112	振動台実験	50～70%	空中落下法	○	○		○			
C-42	山田和彦 石原研而 東畑有隆 久保弘明 菊田正史	振動台を用いた液状化地盤の永久変位に関する研究	第24回土質工学研究発表会 pp. 1029～1032	振動台実験			○			○			
C-43	MUNENORI HATANAKA YOSHIO SUZUKI MUNEKAZU MIYAKI SYOUICHI TSUKUMI	砂の液状化による構造物の沈下に影響する振動台試験の２，３の要因	土質工学論文報告集, Vol. 27, No. 1 pp. 94～101	振動台実験	45～55% 90%	空中落下法	○	○		○			
C-44	野田 喜田 飯田 飯村	孔あき杭の液状化抑止に関する模型実験	第23回土質工学研究発表会 pp. 1017～1018	振動台実験	50%	水中落下法	○	○		○		○	
C-45	岩崎 常田 木全 近藤	地盤の液状化の対策範囲に関する模型振動実験	第17回土質工学研究発表会 pp. 1945～1948	模型振動実験			○				○		
C-46	岩崎 常田 木全 近藤	地盤の液状化の対策範囲に関する数値解析	第17回土質工学研究発表会 pp. 1949～1952	数値解析			○						FLUSHによる解析
C-47	荒川直士 松本秀應 近藤益史	液状化時の盛土および地盤の破壊形態について	第19回土質工学研究発表会 pp. 677～678	模型振動実験	29% 42%		○			○			
C-48	井合進 亀岡知弘	液状化による矢板岸壁の変形の数値解析	港湾技術研究所報告, 第30巻, 2号 pp. 349～379	数値解析			○	○	○	○		○	FLIPによる解析
C-49	YASUSHI SASAKI EIICHI TANIGUCHI	SHAKING TABLE TESTS ON GRABEL DRAINS TO PREVENT LIQUEFACTION OF SAND DEPOSITS	SOIL AND FOUNDATIONS, 9. 1982 VOL. 22, NO. 3	振動台実験 ＦＥＭ解析	40～60%			○	○				SADAPによる解析

D．締固め地盤からサンプリングした試料の液状化強度に関する文献リスト

文献番号	著者名	文献名	出典	サンプリング法	工法名	試験法	液状化強度の変化	地盤強度（N値等）	Dr	構造物の損傷	その他
D-1	時松孝次 内田明彦 有泉浩蔵	サンドコンパクションパイルを用いて改良した砂地盤の液状化強度	第33回土質工学シンポジウムⅠ－4 pp.19～22	凍結サンプリング	ＳＣＰ工法 φ700□2mt°ﾌﾁ	振動三軸 0.1HZ	R_{10}＝0.4 R_{10}＝0.45 R_{10}＝0.85	(Fc＝3～6%) N＝20 24 25	86% 72% 115%	－	現場のＰＳ検層 室内動的変形試験も実施
D-2	Yoshimi Tokimatsu Hosaka	Evalvation of Liquefaction Resistance of clean Sands Based on High-Quality Urdisturbed sample	Soils & Foundations Vol.29,No.1, pp.93～104,1989	凍結サンプリング	自然地盤	振動三軸	R_{20}＝0.1～0.8まで、吉見・時松の提案式に整合	N＝1～32までの6地点のデータ			文献D-1に先立って実施 D-1との整合はよい
D-3	三原正哉	締固め改良地盤の動的強度変形特性	第24回土質工学研究発表会 p.823～824	トリプルチューブサンプリング	ＳＣＰ工法 φ800 (□1.8mピッチ)	振動三軸 (液状化及び動的変形)	(上砂部) R_{20} 0.15→0.20 (下砂部) R_{20} 0.225→0.23～0.24	N_0＝1～3 →12～20 ＝8～9 →15～27	Ｄｒ増加 Ｄｒ≒一定		下部の砂層ではＮ値は上昇してもR_{20}は変化せず。 K_0値の関与を示唆。
D-4	Ishihara Kawase Nakajima	Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at at Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake	Soils & Foundation Vol.20,No.2,1980	オスターバーグサンプリング	ＳＣＰ工法 (△1.8mピッチ)	振動三軸	(上砂部) R_{20} 0.22→0.26	N＝5→15	e＝1.20 →1.14 1.18		地震発生後の地盤からサンプリングした試料

4.8　ドレーン工法の設計・施工法の検討

4.8.1　ドレーンの設計図表

(1)　ウェルレジスタンスを考慮した設計図表の作成

ドレーン工法の設計では、過剰間隙水圧比あるいは過剰間隙水圧を所定の値以内に抑えるように、ドレーンの長さ、径および打設間隔を決定する必要がある。過剰間隙水圧の発生から消散に至る過程は、地震によるせん断1サイクルごとに蓄積される過剰間隙水圧を砂の性質および応力～ひずみの関数として表し、これと浸透による過剰間隙水圧の消散モデルと組み合わせることによって、境界値問題として解析できる[1]。計算法は平成4年度の共同研究報告書[2]に詳細に記述してあるので省略する。ドレーンの半径をａ、各ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径をｂとするとき、杭径比ａ／ｂを求める方法がいくつか提案されている。これらのうち、最も初期に示されたSeed and Booker による設計図表は、ドレーン自身の透水係数が無限大であると見なして求められており、この点が実際の設計条件と異なる場合が多いため、最近ではドレーンの透水係数をウェルレジスタンスの形で考慮した方法が用いられることが多い[3]。

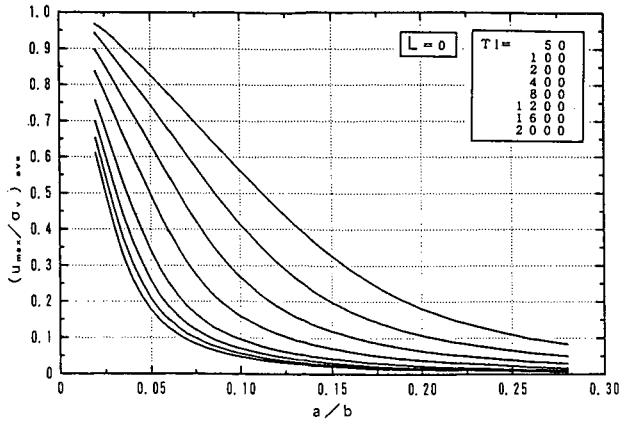
平成5年度の研究では、ドレーンの透水係数の範囲を自然材料から人工材料に至るまでカバーするとともに、ドレーンのウェルレジスタンスを考慮した設計図表を作成した。

ウェルレジスタンスの考慮方法は、大北らが提案している方法[4]、すなわち、間隙水圧の消散の時間遅れは地震動継続時間の短縮と考えてSeed and Booker の解析[5]における時間係数を縮小補正する方法を用いた。設計図表のパラメータおよび範囲を表－4.8.1に示す。

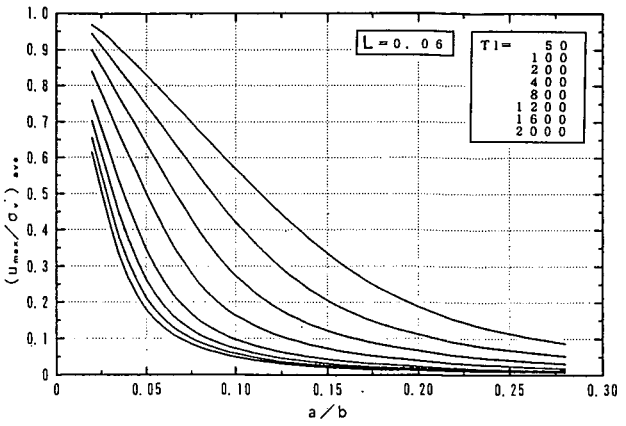
設計図表を図－4.8.1に示す。この図は、ウェルレジスタンス係数Ｌに対して時間係数T_lをパラメータにして、ａ／ｂと平均最大過剰間隙水圧比$(u_{max}/\sigma_v')_{ave}$の関係をプロットしたものである。設計条件として改良深度および平均最大過剰間隙水圧比を設定し、地盤条件とt_lがわかれば、時間係数

表－4.8.1　設計図表のパラメータと範囲

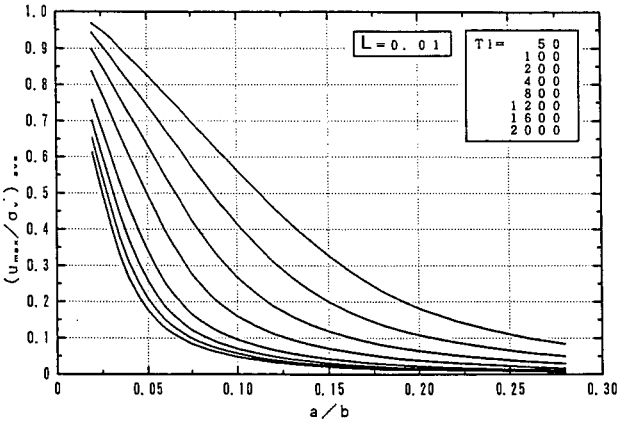
パラメータ	定　　義	範　　囲
ａ／ｂ	ドレーンの杭径比 ａ：ドレーンの半径 ｂ：ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径	0.02～0.28
T_l	時間係数：$T_l = k_s t_l/(m_v \gamma_w a^2)$ k_s：砂層の透水係数 m_v：砂層の体積圧縮係数 t_l：初期液状化に要する繰返し載荷時間 $t_l = N_l \cdot t_d / N_{eq}$	50～2000
Ｌ	ウェルレジスタンス係数：$L = (8/\pi^2)(k_s/k_d)(h/a)^2$ ｈ：改良深度 k_d：ドレーンの透水係数	0～10
N_{eq}/N_l	N_l：非排水状態で間隙水圧比が100%に達する繰返し回数 N_{eq}：等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数	1
t_d	N_{eq}の継続時間	12 sec



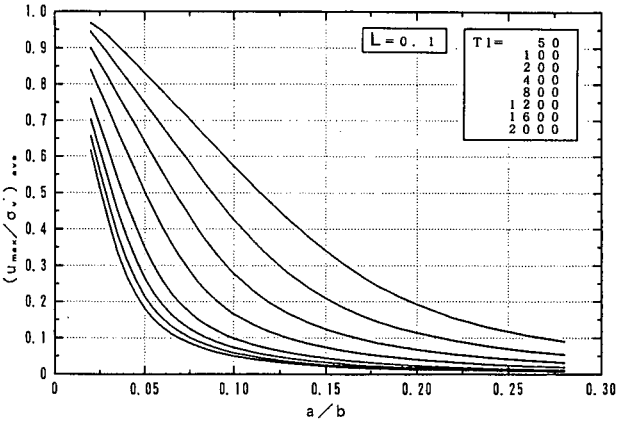
図－4.8.1(a)　設計図表(L=0)



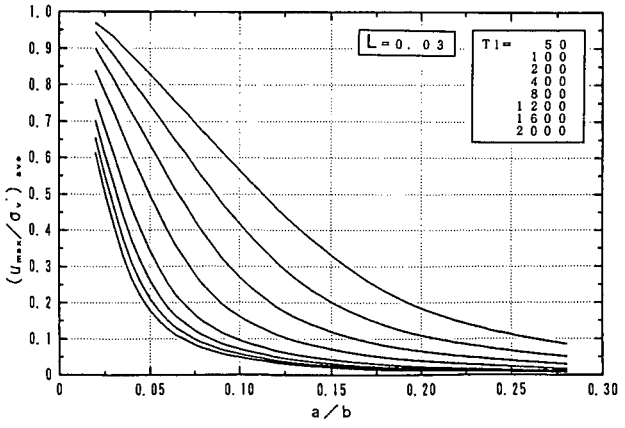
図－4.8.1(d)　設計図表(L=0.06)



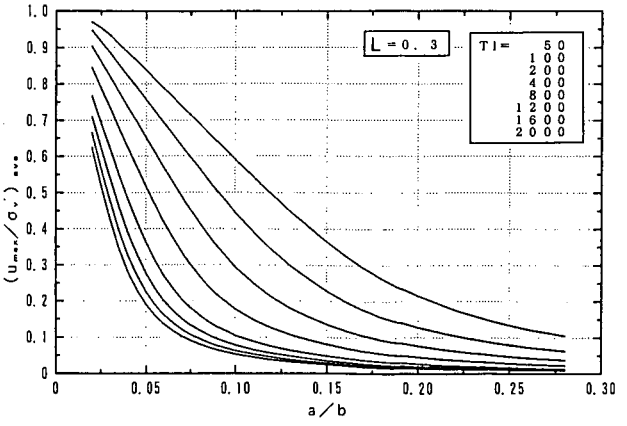
図－4.8.1(b)　設計図表(L=0.01)



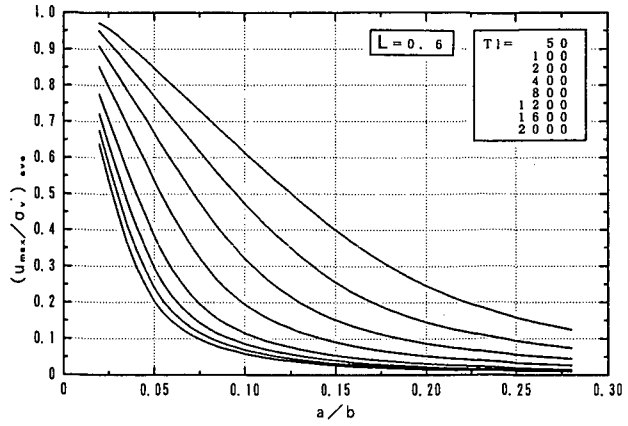
図－4.8.1(e)　設計図表(L=0.1)



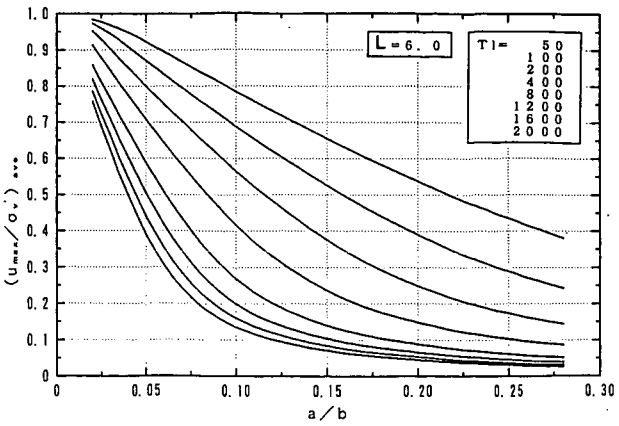
図－4.8.1(c)　設計図表(L=0.03)



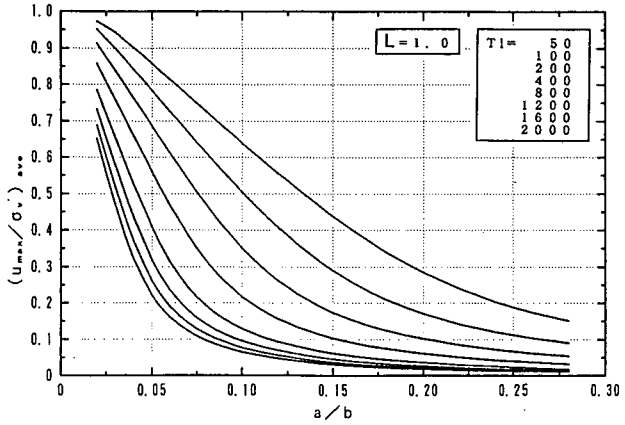
図－4.8.1(f)　設計図表(L=0.3)



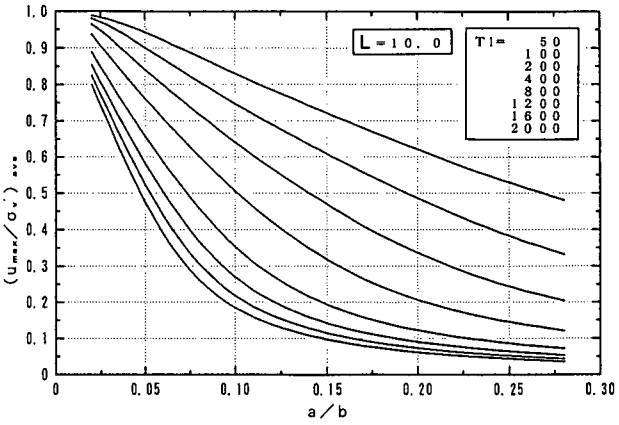
図－4.8.1(g)　設計図表(L=0.6)



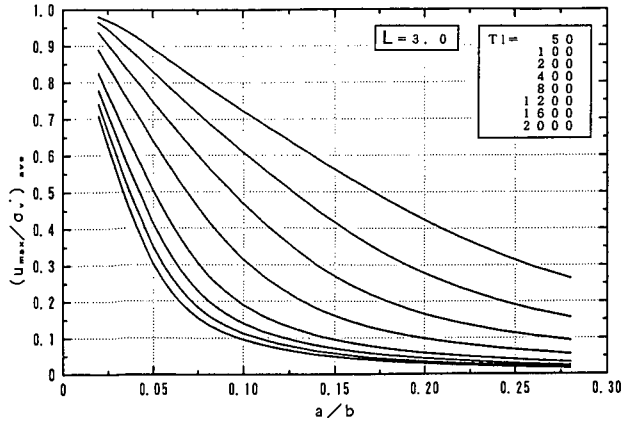
図－4.8.1(j)　設計図表(L=6.0)



図－4.8.1(h)　設計図表(L=1.0)



図－4.8.1(k)　設計図表(L=10.0)



図－4.8.1(i)　設計図表(L=3.0)

T_1 およびウェルレジスタンス係数Lが求められるので、この図表を用いることによりａ／ｂが求められ、ドレーンの配置が正方形か三角形かを決めることにより、ドレーンの打設間隔が求められる。

この手順によってドレーン間隔を設計する場合、パラメータ t_1 が重要な役割を果たすことが指摘されている。すなわち、パラメータ t_1 は液状化強度曲線に含まれるわずかな誤差に鋭敏に影響を受けるので、過剰間隙水圧比も同様に大きな影響を受ける。この影響は過剰間隙水圧比が大きいほど大きくなり、$(u_{max}/\sigma_v')_{ave} < 0.1$ であれば、過剰間隙水圧への影響は軽微であり、$(u_{max}/\sigma_v')_{ave} > 0.5$ の場合には、過剰間隙水圧への影響は著しいといわれている[6]。設計精度の安定性を考えると、許容する過剰間隙水圧比は、0.1～0.5の範囲の適当な値、すなわち、設計図表でａ／ｂの変化に対して $(u_{max}/\sigma_v')_{ave}$ が急激に上昇しないような範囲の値にするのがよいと考えられる。

(2) マットレジスタンスを考慮した設計図表の作成

マット部の排水抵抗を表すマットレジスタンス係数Lは、吉国[7]により式（4.8.1）のように表されている。

$$L_m = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{h \cdot k_s}{n^2 h_m \cdot k_m} \left(\frac{B}{2a}\right)^2 \quad \cdots\cdots (4.8.1)$$

ここに、h：改良深度

k_s：ドレーン周辺の砂層の透水係数

a：ドレーンの半径

n：杭径比（ｂ／ａ）

b：ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径

h_m：マットの厚さ

k_m：マットの透水係数

B：マットの排水溝までの半幅

マットレジスタンスの影響は、ウェルレジスタンスの場合と同様にLｍを用いて時間係数を縮小補正することにより考慮できる[4]。

（東亜建設工業）

4.8.2　過剰間隙水圧比が大きくなった場合の地盤物性

(1) 透水係数

ドレーンの設計には、ドレーン自体の透水係数と地盤の透水係数が必要である。前者はウェルレジスタンスの評価に必要であるが、自然材料を用いたドレーンについては砕石の透水係数を、人工材料を用いたドレーンについては各工法の技術資料に提示されている透水係数を使用することになる。

地震時には、ドレーンに向かって間隙水がおもに水平方向に流れるので、ドレーンの設計には地盤の水平方向の透水係数を求める必要がある。一様な地盤の場合には、現場透水試験により透水係数を求めるのがよい。水平成層から成る地盤の場合には、現場透水試験から得られる透水係数は地盤全体の見かけの透水係数である。このような場合には透水試験方法の適用性について慎重な検討が必要である。

土の透水係数の概略値としては、表－4.8.2、表－4.8.3が参考となる。また、均等係数U_c＜5、有効径D_{10}＝0.1～0.3mmの比較的均一な砂については、式（4.8.2）が参考となる[6]。

$$k = C \cdot D_{10}^2 \quad \cdots\cdots (4.8.2)$$

ここに、k　；透水係数(cm/s)

C　；係数(=100/cm/s)

D_{10}；有効径(cm)

平成5年度の課題とした過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数の考え方については、文献を調べてみたが関連する記述は見あたらなかった。しかし、前述のようにドレーンの設計において許容過剰間隙水圧比を大きく設定することは、設計法の安定性からみてよくないので、実際には過剰間隙水圧比が大きい場合の透水係数を使用してドレーンを設計することはほとんどないと考えられる。通常の設計のように過剰間隙水圧比が0.5程度以下の場合には、透水係数を一定と考えてもよいと思われる。

表－4.8.2　砂粒子の径と透水係数[6]

土　質	土粒子の径(mm)	透水係数(cm/s)
微細砂	0.05～0.10	0.001～0.005
細　砂	0.10～0.25	0.005～0.01
中　砂	0.25～0.50	0.01 ～0.1
粗　砂	0.50～1.00	0.1 ～1.0
小砂礫	1.00～5.00	1.0 ～5.0

表－4.8.3　CreagerによるD_{20}と透水係数[6]

D_{20}(mm)	k (cm/s)	土質分類	D_{20}(mm)	k (cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒 粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微 粒 砂
			0.20	8.90×10^{-3}	
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.3	2.20×10^{-2}	中 粒 砂
0.03	8.50×10^{-5}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.04	1.75×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.45	5.80×10^{-2}	
			0.5	7.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.6	1.10×10^{-1}	粗 粒 砂
0.07	6.50×10^{-4}		0.7	1.60×10^{-1}	
0.08	9.00×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.9	2.00×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.12	2.6×10^{-3}	微 粒 砂	2.0	1.80	細　　礫
0.14	3.8×10^{-3}				
0.16	5.1×10^{-3}				

(2)　体積圧縮係数

地盤の体積圧縮係数は、乱さない試料を用いて繰返し三軸試験により求めるのが基本的である。この場合、繰返し載荷は、過剰間隙水圧比が0.5以下の適当な値において停止し、その後、繰返し三軸試験装置

の排水バルブを開いて圧密する過程における体積圧縮係数を求める。このようにして求めた体積圧縮係数として、表－4.8.4に示す結果が得られている[6]。

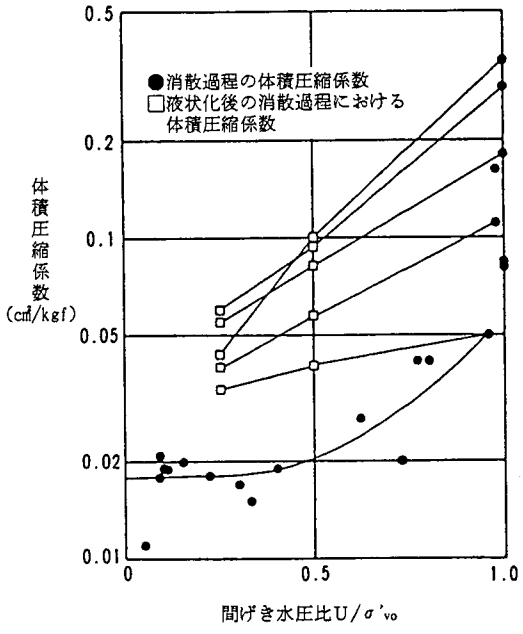
表－4.8.4　砂の体積圧縮係数の値[6]

砂の種類	体積圧縮係数	研究者（年）
Sacramento River Sand	2×10^{-3}	Leeら(1974)
El Monte Sand(D)	2×10^{-3}	〃
El Monte Sand(E)	2×10^{-3}	〃
秋田港外港砂	$3\sim4\times10^{-3}$	善ら(1984)
El Monte Sand(C)	4×10^{-3}	Leeら(1974)
Monterey Sand	4×10^{-3}	〃
富士川砂	6×10^{-3}	石原ら(1978)
El Monte Sand(B)	8×10^{-3}	Leeら(1974)
扇島砂	10×10^{-3}	大野ら(1983)

（$u/\sigma_c' < 0.5$, $\sigma_c' = 1$ kgf/cm²）

ドレーン打設地盤の間隙水圧消散解析を行う場合、排水に伴う間隙水圧の大きさに応じた体積圧縮係数を使用することが望ましい。既往の研究[8),9)]によれば、地震時に発生する過剰間隙水圧比が0.5～0.6以下の場合には体積圧縮係数はほぼ一定であるが、0.5～0.6以上の場合には、体積圧縮係数の値が変化する。例えば、液状化が発生した場合の体積圧縮係数の値は、過剰間隙水圧比が0.5 以下の場合の値の5～10倍以上となっている[6]。体積圧縮係数と過剰間隙水圧比の関係の一例[9]を図－4.8.2に示す。

通常の設計では、4.8.1で述べたようにパラメータの精度からみて過剰間隙水圧比が0.5程度以上になるような設計は行わないと考えられるので、間隙水圧消散解析において体積圧縮係数を一定として良いと考えられる。



図－4.8.2　体積圧縮係数と間隙水圧比の関係[9]

（東亜建設工業、不動建設）

4.8.3　L－1、L－2レベル地震動の有効継続時間および等価繰返し回数

(1)　等価繰返し回数

等価繰返し回数N_{eq}は、複数のτ_iを有する不規則波全体をτ_eなる単一応力レベルでの等振幅繰返しせん断波で置き換えるためのもので、式（4.8.3）で表わされる。

$$N_{eq}=\Sigma N_e=N_{ef}\Sigma\ \frac{N_i}{N_{if}} \quad \cdots\cdots (4.8.3)$$

詳細な方法は吉見の文献[1]に示されているが、記号の説明を液状化試験による応力～波数関係よりおこなうと、N_{ef}はτ_eに対応するN、N_iは波形のピークだけを読みとるので半サイクルとなるから0.5、N_{if}はτ_iに対応するNである。τ_eとしては、不規則波中の最大振幅の65%程度の値が多く用いられている。

ここで、応力～波数曲線を式(4.8.4)で表し、入力加速度と地盤のせん断応力が比例的であると仮定すると式（4.8.3）は式（4.8.5）となる[10]。

$$\log\tau=C_0+C_1\log N \quad \cdots\cdots (4.8.4)$$

$$N_{eq}=\Sigma N_e=N_i\Sigma\left(\frac{A_e}{A_i}\right)^{1/C_1} \quad \cdots\cdots (4.8.5)$$

ここで、A_eは最大加速度の65%とし、A_iは各波のピークの加速度である。C_1は応力～波数関係を両対数グラフでプロットしたときの勾配であるが、吉見[1]によれば、ゆるい砂の場合、この線は波数Nがそれほど大きくない範囲でほぼ直線となり、この勾配が 0.2を超えないことが多いと述べている。また、岩崎ら[11]は、C_1の値として

$$C_1=-0.1-0.1\cdot\log DA \quad \cdots\cdots (4.8.6)$$

を提案している。ここに、DAは振動三軸試験のときの軸ひずみ両振幅(%)である。

島津ら[12]は、豊浦砂（D_r=55～60%）の中空ねじり試験結果（σ_{v0}'=1.0、σ_{h0}'=0.5kgf/cm^2、軸変位拘束γ_{DA}=15%）から、C_1として−0.11を設定し、盛土周辺における地震時間隙水圧発生特性を検討している。

平成5年度の研究で提案されたL－1、L－2レベル地震動に対してC1=−0.2としてN_{eq}を式（4.8.5）に従って計算すると、L－1レベル地震動（A_e=79gal）に対してN_{eq}=34、L－2レベル地震動（A_e=172gal）に対してN_{eq}=33となる。

Seedは、多くの加速度波形を検討した結果、地震マグニチュードMが大きいほどN_{eq}が多くなる傾向を認め、$\tau_e=0.65\tau_{max}$としたとき、表-4.8.5のようなMとN_{eq}の関係を提案している[1]。

表－4.8.5　$\tau_e=0.65\tau_{max}$に対応する等価繰返し回数[1]

地震マグニチュードM	8.5	7.5	6.75	6	5.25
等価繰返し回数N_{eq}	26	15	10	5	2～3

(2)　有効継続時間

ドレーンの設計に用いる有効継続時間t_dは、地震動そのものの継続時間ではなく、N_{eq}の継続時間である。したがって、t_dが長いほど排水効果が大きくなる。

吉見[1]は、累積損傷度の時刻歴を用いて式（4.8.7）に示すパラメータβを定義し、継続時間t_dを式（4.8.8）で定義している。

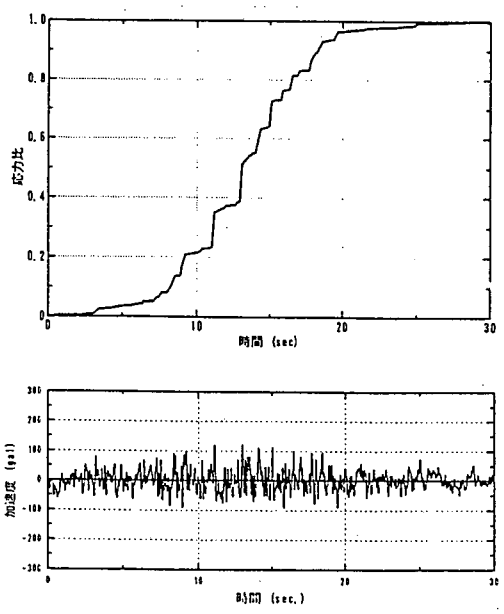
$$\beta = \frac{\text{時刻 t までの等価一定振幅せん断応力の回数}}{\text{全記録中に含まれる等価一定振幅せん断応力の回数}} \quad \cdots\cdots (4.8.7)$$

$$t_d = 2\ (t\ (\beta=0.5) - t\ (\beta=0.1)) \quad \cdots\cdots (4.8.8)$$

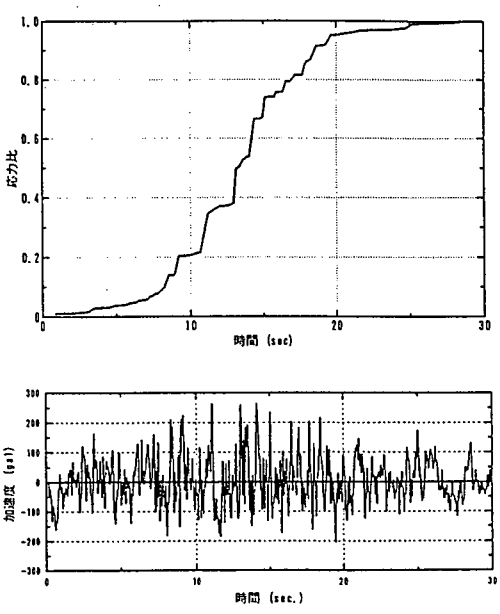
ここに、t（β=0.5）およびt（β=0.1）は、それぞれβ=0.5およびβ=0.1に対応する時刻である。式（4.8.8）のかわりに、式（4.8.9）としている文献もある[6]。

$$t_d = 2.5\ (t\ (\beta=0.5) - t\ (\beta=0.1)) \quad \cdots\cdots (4.8.9)$$

平成5年度の研究で提案されたL－1、L－2レベル地震動に対する累積損傷度の時刻歴を計算すると図－4.8.3、図－4.8.4のようになり、これから有効継続時間を式(4.8.8)に従って計算すると、L－1レベル地震動に対してt_d=9.7sec、L－2レベル地震動に対してt_d=9.5secとなる。

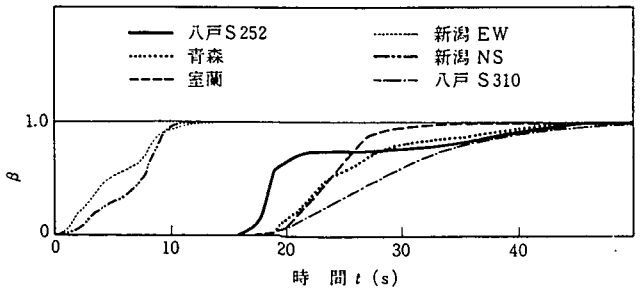


図－4.8.3　累積損傷度（L－1）

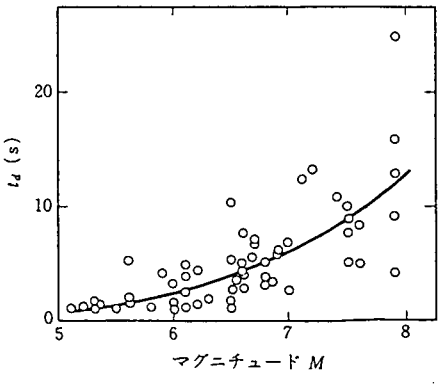


図－4.8.4　累積損傷度（L－2）

時松・吉見は、過去の地震加速度波形を用いて、累積回数と時間の関係（図－4.8.5）、地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係（図－4.8.6）を表し、図－4.8.6の平均値として排水効果に関する地震動の有効継続時間を表－4.8.6のように表している[1]。



図－4.8.5　累積回数と時間の関係[1]



図－4.8.6　地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係[1]

表－4.8.6　排水効果に関する地震動の有効継続時間[1)]

地震マグニチュードM	6	7	8
地震動継続時間 t_d(s)	2	6	12

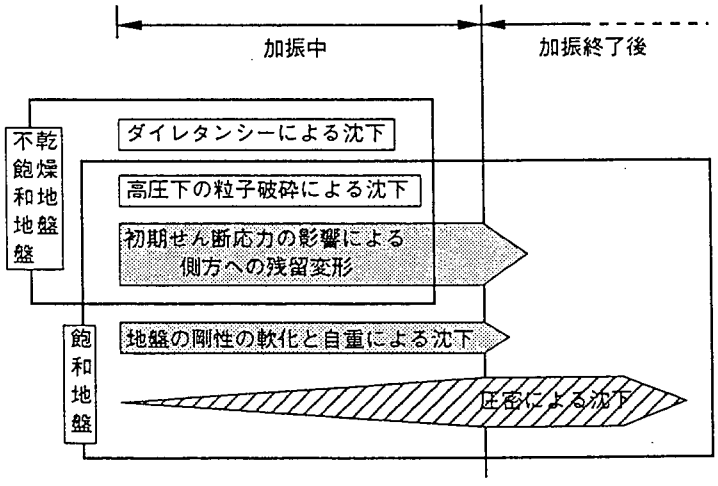
（東亜建設工業）

4.8.4　永久変形の計算法の検討

(1)　沈下・変形の要因と解析手法

構造物の沈下・変形は、図－4.8.7に示すような要因により発生すると考えられる。ドレーン工法により対策が施された構造物の場合、図－4.8.7に網掛けと斜線で示した要因が支配的であると思われる。図に示すように、初期せん断応力および剛性の軟化の影響による沈下・変形にはSADAP＋GSTR2で対応可能であるが、圧密による沈下には別の手法が必要となると思われる。なお、両者をまとめた別の解析手法（例えば有効応力法）も考えられるが、現段階では十分に確立されているとはいえないので、ここでは考慮しないこととする。

以下では、(SADAP＋GSTR2)による解析手法と圧密沈下を算定する別手法について述べる。



図－4.8.7　沈下・変形の要因[13)]

(2)　(SADAP＋GSTR2)による解析手法

(SADAP＋GSTR2)では、地震中の静的応力解析および動的応力解析を実施した後、算定された応力状態をもとに変形解析を実施する。以下では、変形解析での解析条件・パラメータ設定について述べた後、変形解析で用いる液状化強度の算定法について述べる。

1)　変形解析のための解析条件およびパラメータの設定

(SADAP＋GSTR2)での、変形解析用の主なパラメータは以下のとおりである。

①　基準ひずみ算定用のパラメータ：相対密度、回帰パラメータ

② 液状化前後のせん断弾性係数

ここで、基準ひずみは式(4.8.7)で算定される。

$$\gamma_1 = N^{C1} \cdot R_d^{C2} \cdot \exp\left(C3 \cdot R_a + C4 \cdot R_s + C5 \cdot D_r + C6\right) \quad \cdots\cdots (4.8.7)$$

ここに、γ_1：基準ひずみ（GSTR2における剛性の変曲点のひずみ）(%)

N：繰返し回数（回）

R_d：動的せん断応力比

R_a：静的軸差応力比

R_s：静的せん断応力比

D_r：相対密度(%)

C1～C6：回帰パラメータ

これらのパラメータは、初期異方圧密圧力、初期せん断応力、動的せん断応力、相対密度の条件を変えて実施した繰返し中空ねじりせん断試験の結果より設定されている[14]。ドレーン改良部を一様地盤としてモデル化する場合、これらのパラメータを一様地盤に対し、排水を考慮した形で設定する必要がある。パラメータの設定法として以下の方法が考えられる。

① 一様地盤の液状化実験（要素試験、振動台実験）より設定

・初期異方圧密圧力、初期せん断応力の設定が困難と思われる。

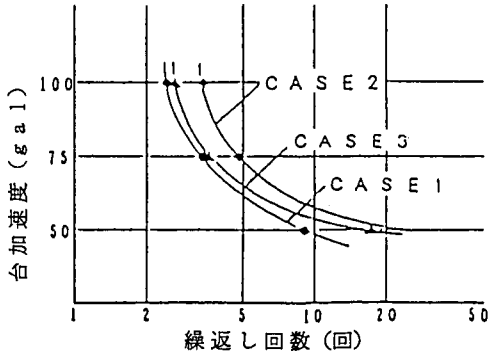
② 一様地盤の液状化解析（軸対称、平面ひずみ）より設定

・構成式が、異方圧密等の応力条件を適切に表現できるか問題となる。

いずれの方法でも、初期応力条件に対する対応が問題となり、全てのパラメータを設定することは困難であると思われる。

本検討では、パラメータのうち等方圧密、初期せん断応力なしの条件での液状化強度曲線、すなわち回帰パラメータC1、C2（以下では単に「液状化強度」と呼ぶ）のみを設定し、その他のパラメータについては豊浦砂の値を用いることとする。

液状化強度のみを一様地盤に対して設定する場合も上記の①、②の実験的あるいは解析的アプローチが考えられる。前者の実験的アプローチは、守田ら[15]によって検討されている。一本のグラベルドレーンに着目し、円筒型のせん断土槽と現地発生土を用いた振動台実験を実施している。加振波形は、2Hzの正弦波である。3つの実験ケースに対し得られた台加速度～繰返し回数関係を図－4.8.8に示す。なお、ここでは土槽底面付近でのせん断ひずみが1%に達した時点を液状化と判定している。図に示すようにグラベルドレーンの効果は、加振加速度が小さい場合には顕著に現れるが、加振加速度が大きくなるとドレーンがない場合



CASE1	ドレーンなし
CASE2	砕石6号
CASE3	砕石7号

図－4.8.8 台加速度～繰返し回数の関係

との差が小さくなることが分かる。

一方、解析的アプローチとしては、ドレーンを考慮した液状化解析による方法、あるいはさらに簡易的に、ドレーンの設計手法（設計図表、理論解）による方法などが考えられる。

液状化強度のみを決定する手法として以上が考えられるが、平成５年度の検討ではもっとも簡易的なドレーンの設計手法に基づく方法によりドレーン一様地盤の液状化強度を設定することにした。その際、以下の条件が一様地盤の液状化強度を決定する要因となる。

・砂地盤の液状化強度、体積圧縮係数
・砂、ドレーンの透水係数比
・ドレーンの径、ピッチ、長さ

最終的には、これらをパラメータとした一様地盤の液状化強度が必要となるが、本検討ではある特定条件（モデル地盤のＬ－１レベル加振での設計条件）でのドレーン諸元をもとに一様地盤の液状化強度を設定することにする。ドレーン工法の設計に当たっては、Ｌ－１レベル加振時に地盤の最大過剰間隙水圧比が 0.5 となるように諸元を設定した。なお、ドレーン工法の設計は、田中らの方法[16] に基づき行った。ドレーン工法の諸元を表－4.8.7 に示す。

表－4.8.7　ドレーン工法の諸元

砂地盤の液状化強度	0.197
体積圧縮係数	3.0×10^{-3} cm²/kgf
透水係数比	500
ドレーン直径	40 cm
ドレーン長	12.0 m
ドレーン間隔	1.0 m

2)　一様地盤の液状化強度

既往の振動台実験の結果から、ドレーン工法により対策を行った地盤の変形量は、無対策時より小さくなることが期待される。本研究ではＬ－１レベル地震動に対して対策を行った水平地盤部の等価な繰返し強度特性を求め、これにあわせて永久変形解析に用いる繰返し強度をかさ上げすることにした。水平地盤部の等価な繰返し強度特性の評価にあたっては、以下に示す異なった２つの方法を用いた。

①　動的せん断応力比、等価繰返し回数および地震動継続時間の３つをパラメータとして液状化強度曲線を求める方法（盛土構造物の解析に使用した）

②　過剰間隙水圧比、ＦＬ値、動的せん断応力比の関係から液状化強度曲線を求める方法（地下構造物の解析に使用した）

3)　液状化強度曲線の算定例（盛土構造物に適用した方法）

盛土構造物を対象として検討した例を述べる。表－4.8.7 のドレーン工法の諸元を用い、地震時せん断応力比、等価繰返し回数および地震動継続時間の３つをパラメータとして田中らの方法により一様地盤の液状化強度曲線を求める。なお、この場合の液状化の判定基準は最大過剰間隙水圧比が1.0 となることとした。地震動継続時間を一定として得られた繰返し回数～せん断応力比関係を３つの地震動継続時間に対してプロットすると図－4.8.9 のようになる。この図には原地盤の液状化強度曲線も記してある。

これら３つの地震動継続時間一定の液状化強度曲線に対し、１本の液状化強度曲線を描くためSeed

ら[17]の地震ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ～等価繰返し回数関係（表－4.8.5参照）、吉見ら[18]の地震ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ～地震動継続時間関係（表－4.8.6参照）を用いる。地震ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞを介して各地震動継続時間に対応する等価繰返し回数の範囲をﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞで液状化強度曲線上に示した。これらの範囲を結んだ曲線を一様地盤の液状化強度曲線とする。次に、具体的に回帰パラメータC1、C2を設定する。基準ひずみの算定式は、液状化強度曲線を表現する式に変形でき、式（4.8.8）のようになる。

$$R_d = \left(\frac{7.5}{N^{C1} \cdot \exp(C5 \cdot D_r + C6)} \right)^{(1/C2)} \quad \cdots\cdots (4.8.8)$$

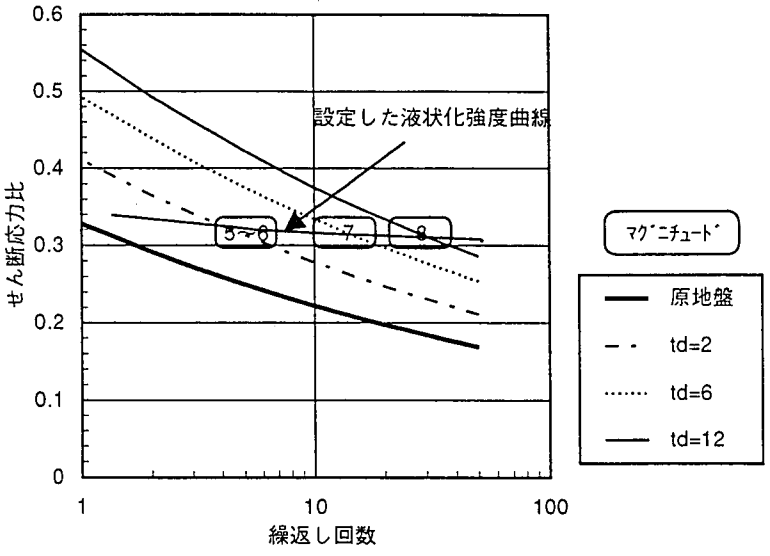
ここに、R_d：せん断応力比

N：繰返し回数

D_r：相対密度(60%)

C1～C6：回帰パラメータ（ただし、C5=-0.083, C6=8.476）

これらの回帰パラメータのうち、ここでは繰返し回数に関するパラメータC1と動的せん断応力比に関するﾊﾟﾗﾒｰﾀC2を調整し、一様地盤の液状化強度曲線を表現する。なお、GSTR2における剛性の変曲点のひずみは7.5%（三軸試験の両振幅ひずみで5%に相当）とする。この結果、C1＝0.05、C2＝1.4となり、繰返し回数20回に対する液状化強度は0.312となる。



図－4.8.9　地震動継続時間を一定とした場合の
改良地盤の液状化強度

4)　液状化強度曲線の算定例（地下構造物に適用した方法）

地下構造物を対象として検討した例を述べる。発生する間隙水圧と動的せん断応力の間に近似的に式（4.8.9）の関係が成り立つ[19]。

$$L_u = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geqq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases} \quad \cdots\cdots (4.8.9)$$

ここに、F_L：液状化安全率

R　：動的せん断強度比（R1, N=20, ε =5%）

L　：地震時せん断応力比

L_u ：過剰間隙水圧比

Δu ：過剰間隙水圧比（kgf/cm²）

σ'_v ：有効上載圧（kgf/cm²）

本研究ではL－1レベル加振時の改良地盤の最大過剰間隙水圧比を0.5と設定したので、式（4.8.9）よりFL値が以下のように求まり、応答解析の結果より地震時最大せん断応力比(L)を求めることによりRが求まる。

$$F_L = L_u^{(-1/7)} = 0.5^{(-1/7)} = 1.104$$

$$R = F_L \times L$$

$$= 1.104 \times L$$

(3) 別手法による圧密沈下の解析手法

盛土構造物の変形解析事例に対する文献調査の結果[2]によると、圧密沈下量の解析手法として以下の手法が考えられる。

① 体積ひずみ予測式；過剰間隙水圧の評価が必要となる。2次元的な評価が問題となる。

② 2次元圧密解析　；過剰間隙水圧の評価が必要となる。体積圧縮係数、透水係数が必要となる。

③ 2次元静的解析　；初期・動的せん断応力～残留せん断・体積ひずみ関係が必要となる。

④ 有効応力解析　　；ドレーン部を直接取り入れたモデルが必要。詳細なパラメータ設定が必要となる。

⑤ その他の新しい手法

これらの中でも①、②の手法の適用性が高いと思われる。しかしながら、全沈下量に対する圧密沈下量の割合など、圧密沈下については十分に検討する必要があるため平成6年度の課題とし、今回の検討では、圧密沈下量の算定は実施しなかった。

(4) まとめ

平成5年度におけるドレーン工法により改良した地盤の変形解析は、以下の方法によった。

① (SADAP＋GSTR2)での解析静的・動的解析では地盤改良部を一様地盤としてモデル化した。ただし、物性値は未改良部と同じとした。変形解析用のパラメータとして液状化強度（等方、初期せん断なし）を一様地盤に対して設定した。ただし、液状化強度の設定に当たって、盛土構造物と地下構造物の解析では異なった方法を用いた。

② 圧密沈下の算定は、実施しなかった。

なお、今後の課題として以下の点がある。

① 改良地盤部の静的・動的解析用物性値は未改良部と同じとしたが、未改良地盤と静的・動的変形特性の違いはどの程度か把握する必要がある。

② 改良地盤部の液状化強度の設定方法として、2種類の解析的な手法を用いた。この場合、ドレーンの諸元は、L－1レベル加振時の条件をもとに設定した。今後の課題として液状化強度の設定方法を

絞るとともに、さらに一般的な条件でのパラメータ設定が必要となる。

③ 全沈下量に対する圧密沈下量の影響の検討。特にＬ－２レベル加振時には、過剰間隙水圧比が 1.0 近くまで上昇すると考えられ、排水されれば体積変形量も増大すると考えられる。

（間　組、五洋建設）

4.8.5　数値シミュレーション実施にあたっての留意点

(1)　ドレーン改良部分の評価方法について

２次元ＦＥＭ解析を用いてドレーン工法による改良地盤の挙動の検討を行う場合、改良地盤部の評価には２通りの考え方がある。一つは、ドレーンの排水効果を再現するために、個々のドレーンを要素に分割し、ドレーンと土との境界面を排水層として取り扱う方法である。もう一つはドレーンによる地盤の改良効果を評価して、改良部全体の強度の増加に置き換える方法である。これらの方法を用いた場合の長所短所を以下に示す。

① ドレーン材の設置位置を排水条件として表現する手法。

長所：ドレーン部を排水層として取り扱うので、ドレーン設置の効果を地震時に発生する間隙水圧の消散で表現できる。このため、ドレーン以外の地盤要素の諸定数は未改良の場合と同じものを使うことができる。

短所：全応力法では、ドレーン部の排水条件が直接的に要素のせん断力の低下等に反映されていない。SADAP では計算精度の都合上、地盤要素とドレーン材要素との間に微小な緩衝要素を必要とする。このため、ドレーン材の設置位置で排水条件を加えると改良範囲にはドレーンを使わない場合に比べ、４倍程度の要素を必要とするため計算容量が増加する。

② ドレーンによる改良効果を全体の剛性や液状化強度比の増加などで評価する方法

長所：地盤の諸定数をドレーン設置状況に合わせて少し変化させるだけで、ドレーンの設置による改良効果を評価することができる。このため、計算時間や労力が比較的に少なくてよい。

短所：実際のドレーン材の改良効果は、間隙水圧の上昇を低減することにあるが、改良部全体で評価する場合には、間接的な表現となる。このため、これらの方法を実際に適用するためには、妥当性についてなんらかの検証が必要となる。

上記の検討から、計算に使用できる要素数には制限があるため、今回の２次元の解析では、②の考え方に基づき、ドレーン改良部分を一様に液状化強度が増したものとして評価し、解析を行った。

（五洋建設）

4.8.6　まとめと今後の課題

平成５年度は、表－4.8.8 に示すように、③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討、④技術課題の検討、および⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備を行った。③ではＳＡＤＡＰを用いて数値解析を行った。しかし、平成５年度の研究ではＳＡＤＡＰを一通り稼働させてみるという段階までしかいっていない。ＳＡＤＡＰの本格的な適用は平成６年度を考えている。④では、自然材料から人工材料まで

適用できるウェルレジスタンスおよびマットレジスタンスを考慮したドレーン設計図表の作成、過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数および体積圧縮係数の考え方、L－1およびL－2レベル地震動の等価繰返し回数および有効継続時間、永久変形の計算法について検討した。⑤では設計マニュアル（平成5年度版）の作成を行った。

表－4.8.8　研究計画

	H4	H5	H6	H7	H8
①研究計画立案	―				
②既存技術の整理・問題点の抽出 （文献調査） （設計・施工法1次案作成）	―				
③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討（数値解析） （盛土構造物） （線状地中構造物） （面状地中構造物）		―	----		
④技術課題の検討		―	----	----	
⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備 （盛土構造物） （線状地中構造物） （面状地中構造物）		―	----	----	----

平成6年度は、平成5年度において検討が不十分であった点を補充するとともに、③、④、⑤に示す研究を推進する。平成6年度の研究内容を表－4.8.9に示す。

表－4.8.9　研究内容

③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討	1)ドレーンを含む地盤特性の評価法の検討（液状化強度も含む） 2)過剰間隙水圧の消散による永久変形の計算法の開発
④技術課題の検討	1)巨大地震時における改良効果の実証事例の調査
⑤設計法の整備	1)応答解析の導入方法および位置づけ 2)施工能率の記述方法

（東亜建設工業）

参考文献

1)　吉見吉昭：砂地盤の液状化、技報堂、1991.

2)　建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第91号、1993.5

3)　土田肇・井合進：建設技術者のための耐震工学、山海堂、1991.

4) 大北康治、柚木孝治、伊藤克彦、中島豊、島岡久壽：砕石ドレーンの透水性を考慮した設計ノモグラム、第21回土質工学研究発表会講演集、pp. 737～738、1986

5) Seed, H. B. and Booker, J. R. : Stabilization of Potentially Sand Deposits Using Gravel Drains、ASCE, Vol. 103, No. GT7, 1977

6) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック, 1993.

7) 吉国洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理、技報堂、1979.

8) 大野義郎、伊藤克彦、大北康治：砕石ドレーン工法の間隙水圧消散解析に用いる体積圧縮係数について、第18回土質工学研究発表会講演集、1983.

9) 井合進、小泉勝彦、野田節夫：実物大グラベルドレーンの模型振動実験と解析、第18回地震工学研究発表会講演概要、1985.

10) 建設省土木研究所、㈱間組、東急建設㈱、不動建設㈱、㈱大林組、㈱竹中工務店：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その２）、共同研究報告書第3号、1987. 8

11) 岩崎敏男・龍岡文夫・安田進：不撹乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示、第13回土質工学研究発表会講演集、pp. 465-468, 1978.

12) 島津多賀夫・古賀泰之・古関潤一・松尾修：盛土周辺地盤における地震時間隙水圧発生特性、第26回土質工学研究発表会講演集、pp. 1037-1040, 1991.

13) 藤川智、福武毅芳、大槻明；初期せん断作用時の応力・ひずみ関係と加振中における残留変形解析、土質工学研究発表会講演集、Vol. 27, pp. 1111-1114, 1992

14) 山根行弘、島津多賀夫、古関潤一、古賀泰之；初期拘束応力状態及びせん断応力を変えた飽和砂の永久変形特性、土木学会年次学術講演会、Vol. 47, pp. 216-217, 1992

15) 守田祐吉、藤原吉美、衣川勲、三原正哉；グラベルドレーンの効果に関する模型振動実験、土木学会年次学術講演会、Vol. 44, pp. 606-607, 1989

16) 田中幸久；グラベルパイルによる改良地盤内への過剰間隙水圧、体積変化量の計算方法、土木学会論文集、第388号, Ⅲ-8, 1987

17) Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I. ; Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, J. GE, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482, 1983

18) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. ; Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes, Proc. International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters, pp. 643-655, 1980

19) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説　V 耐震設計編, pp. 44-45, 1990. 2

5章　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

第５章　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

5.1　今年度の研究の概要

本共同研究における第二グループの研究項目および内容を表－5.1.1に、また、研究項目の相互関係と実施手順を図－5.1.1に示す。そのうち、２年目にあたる今年度に実施した研究項目とその概要を以下に示す。

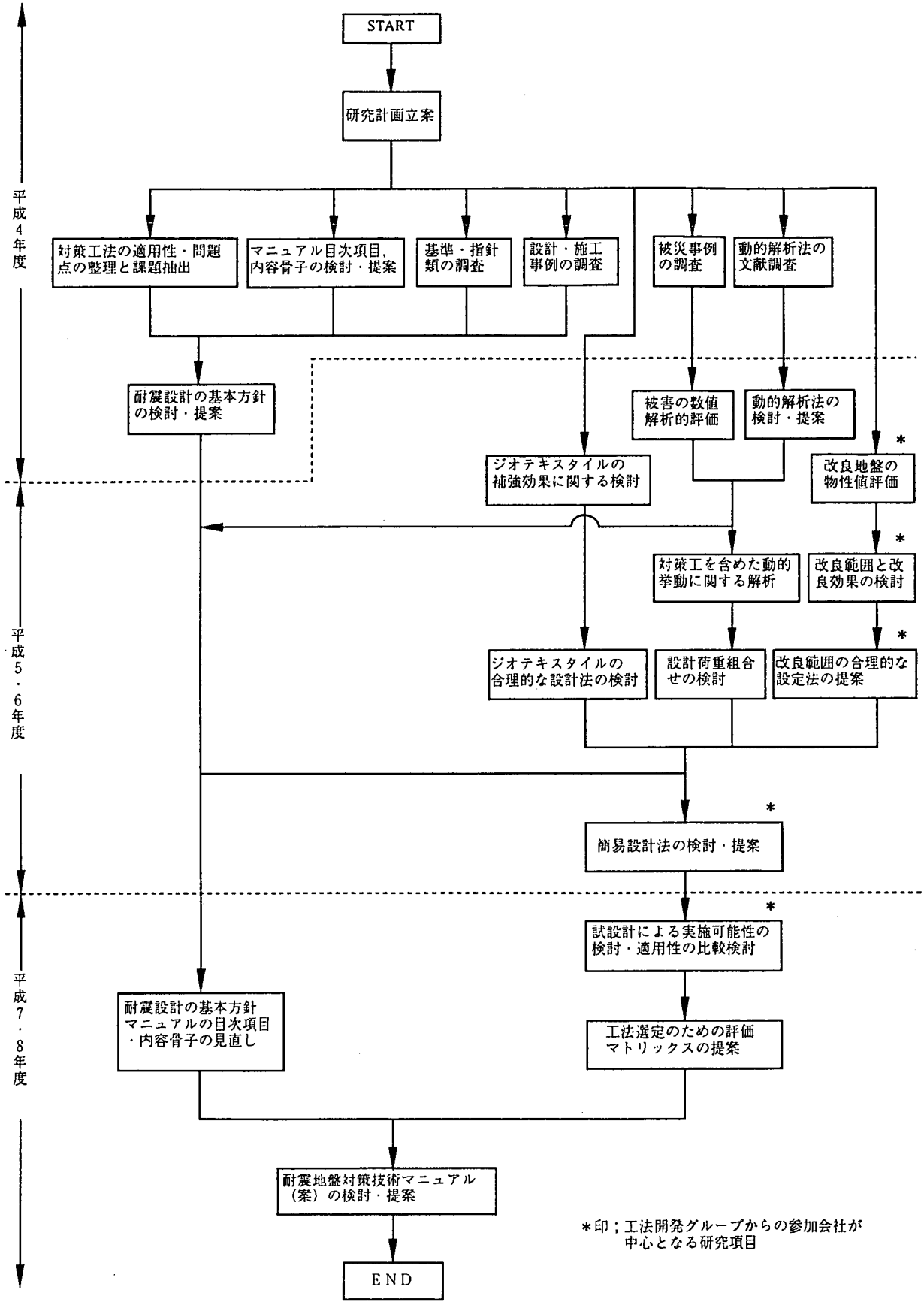
(1)　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究

1)　盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案

耐震地盤対策技術マニュアル（案）の基本方針、目次構成、内容骨子およびマニュアル（案）作成にあたっての課題と今後の検討事項を整理した。

表－5.1.1　研究項目及び内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1) 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究	①各耐震対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③盛土・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討・提案　（設計地震動、安定性の水準等）
(2) 必要改良範囲の評価に関する研究	①改良地盤の物性値の評価 ②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③改良範囲の合理的な設定法の提案
(3) 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究	①間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案 ②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④時刻暦を考慮した設計荷重の組合わせの検討
(4) 盛土体の耐震補強としてのｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの適用性に関する研究	①補強効果に関する数値解析による検討 ②合理的な設計法の検討
(5) 簡易設計法の開発に関する研究	①盛土・堤防を対象とした各耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案
(6) 軟弱地盤耐震対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各耐震対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案
(7) 耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙの作成	①盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術マニュアル（案）の検討・提案



図－5.1.1　研究項目および実施手順

(2) 必要改良範囲の評価に関する研究

1) 改良地盤の物性値の評価

対策工を含めた盛土の変形解析を行うにあたり、解析に必要な改良地盤の物性値の設定を行った。

2) 動的解析等による改良範囲と改良効果の検討

盛土の変形解析を行うにあたり、盛土の円弧すべり計算を行い、すべり安全率が 1.0以上となるように改良範囲を設定した。また、いくつかの対策工法について変形解析より改良を施した場合の変形を求め改良効果を検討した。

(3) 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究

1) 間隙水圧・地盤変形等を算出するための動的解析法の検討・提案

現在提案されている解析法のうち、有効応力法による解析を2～3の解析コードを用いて遠心模型実験モデルについて実施し、全応力法との比較を試みた。

2) 被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価。

対策工を含めた盛土の変形解析を実施するに先立ち、解析対象となる盛土モデルを被害事例に関する調査の成果などを参考に検討した。

3) 対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析

いくつかの対策工を含めた盛土モデルの変形に関する一斉解析を実施し、動的挙動を評価した。

(4) 盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

1) 補強効果に関する数値解析による検討

ジオテキスタイルによる耐震対策効果を検討するため、盛土モデルの変形解析を実施した。

2) 合理的な設計法の検討

ジオテキスタイルによる耐震対策設計法を確立するための検討方針ならびに最終的な設計法のイメージと課題を整理した。

（間　組）

5.2　対策工を含めた盛土の変形解析

盛土構造物を対象とした実規模モデルに対し、「二次元全応力解析＋二次元永久変形解析」を実施する。この解析の目的は、盛土構造物に対し、

① 同一の指標（変形量）を用いて各工法の効果の相対比較を行い、工法選定マトリックスを作成する上での参考とする。

② また、各工法の改良効果を評価できるように、無対策時の盛土の変形を求める。

③ 2段階設計法におけるレベル2の解析事例としてマニュアルで示す。

ことである。

5.2.1　盛土モデルの検討

(1) 検討方法

上記の目的を達成するため、盛土モデルの設定を行なう。プログラムとして土研所有の「ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２」を使用する。

盛土モデルの検討は、解析対象となる盛土構造物の実規模モデルについて、平成4年度の盛土構造物の被害事例に関する調査の成果などを参考に検討する。

(2) 基礎地盤の検討

はじめに、一般的な、モデル地盤を想定し、被害事例における地盤の条件と対比し設定の妥当性を検討した。

1) 提案モデル

a) 基本事項

① 地盤構成は3層とする。砂層1層のみでは単純化し過ぎと思われるので、上部の2層を砂層とし、最下層は粘土層とする。下部砂層については、上部砂層より密な地盤とする。最下層は粘性土としたが、これは浸透解析を行う場合、不透水境界面とするためで、地震では変形しない程度の強度のものと設定する。

② 砂層は全て既往のデータが利用できることから、豊浦砂で構成されるものとする。上部砂層、下部砂層は密度だけが異なる。また、同一砂層内の密度、液状化強度は等しいと仮定する。また、様々な物性値は既往の豊浦砂のデータを利用する。

③ 入力地震動は粘性土層下部から入力するものとする。

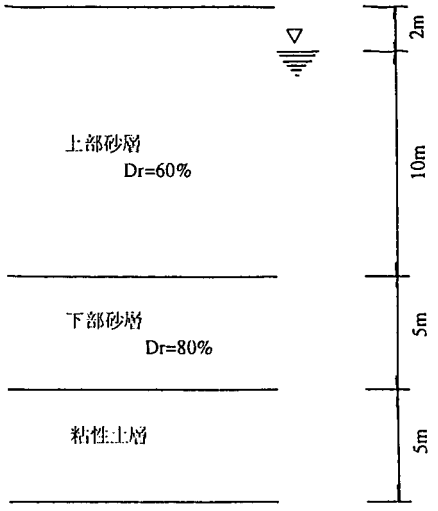
b) モデル地盤

モデル地盤の概要を図－5.2.1に示す。また、基本的な物性値を表－5.2.1に、道路橋示方書・同解説によるＮ値の深度分布を図－5.2.2に示す。

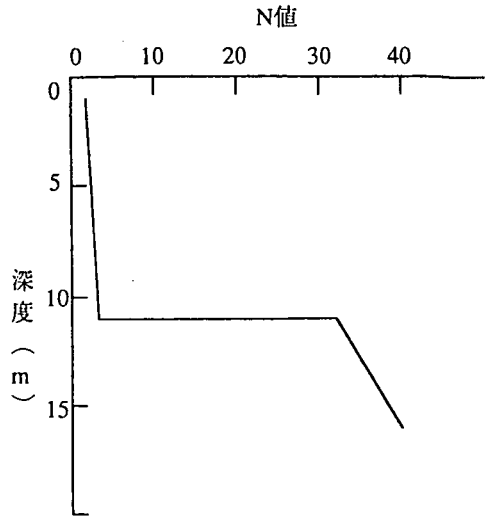
2) 被害事例からの検討

a) Ｎ値について

被災事例の原地盤Ｎ値のヒストグラムを図－5.2.3(a)に、対策事例の原地盤Ｎ値のヒストグラムを



図－5.2.1　モデル地盤図



図－5.2.2　モデル地盤におけるN値の深度分布

表－5.2.1　地盤の基本的な物性値

層	上層砂層		下部砂層	粘性土層
	地下水位以上	地下水位以下		
深度(m)	0～2	2～12	12～17	17～22
相対密度(%)	60	60	80	
湿潤密度(t/m³)	1.798*)	1.930	1.971	1.8
乾燥密度(t/m³)	1.499	1.499	1.565	
液状化強度		0.197	0.413	
粘着力(t/m²)	0.0	0.0	0.0	10.0
内部摩擦角(°)	39.0	39.0	43.0	0.0
最大密度(t/m³)	1.638	1.638	1.638	
最小密度(t/m³)	1.329	1.329	1.329	
比重	2.636	2.636	2.636	

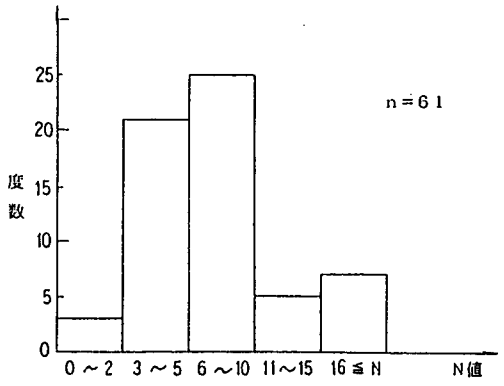
*)含水比を20%とした

図－5.2.3(b)に示す。図より、N＝3～5，6～10の地盤の被災例・対策事例が多いことがわかる。これより、設定した上部砂層のN値は5以下であり、被災事例・対策事例からは、妥当な値だと考えられる。

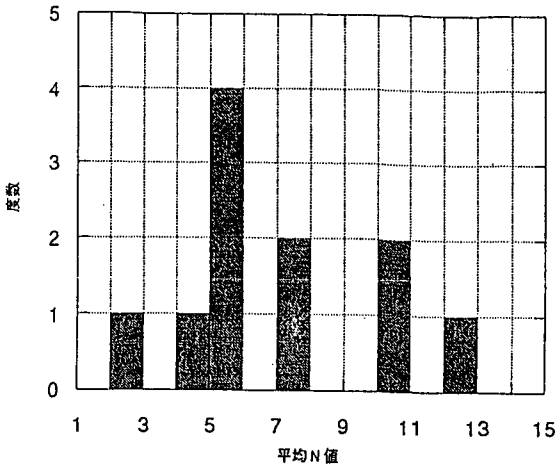
b)　土層構成について

代表的な液状化箇所の土質柱状図を図－5.2.4に示す。これらの土層構成の概要は、基盤上の粘性土地盤上のゆるい砂層が液状化した場合や、基盤上のよく締まった砂質土地盤上のゆるい砂層が液状化した場合のように様々であり、これより土質構成および層厚を特定することは困難である。

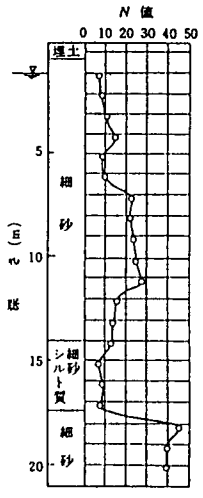
つぎに、対策事例より得られた液状化層厚のヒストグラムを図－5.2.5に示す。これより、特別厚い例（20m, 30m）を除けば、液状化層厚は12m以下であり、設定した液状化層厚12mは妥当な値だと思われる。



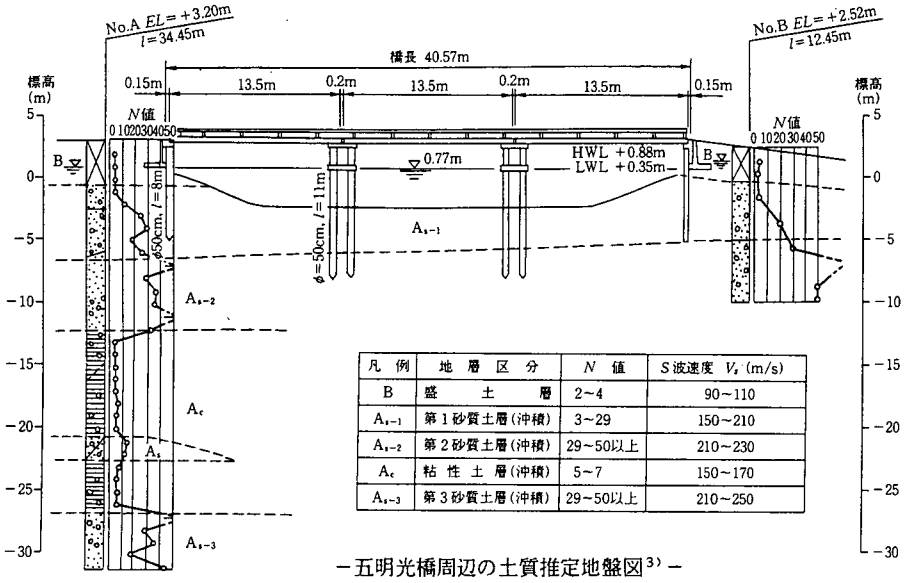
図－5.2.3(a)　N値のヒストグラム
（被害事例）[1)]



図－5.2.3(b)　N値のヒストグラム
（対策事例）



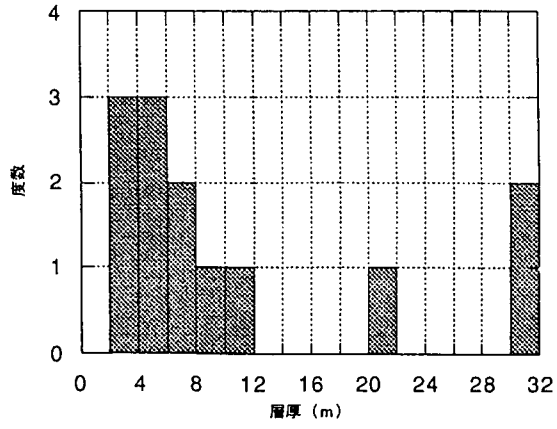
－函館市七重浜地区における
地震直後の土質柱状図[2)]－



凡例	地層区分	N値	S波速度 V_s (m/s)
B	盛土層	2～4	90～110
A_{s-1}	第1砂質土層(沖積)	3～29	150～210
A_{s-2}	第2砂質土層(沖積)	29～50以上	210～230
A_c	粘性土層(沖積)	5～7	150～170
A_{s-3}	第3砂質土層(沖積)	29～50以上	210～250

－五明光橋周辺の土質推定地盤図[3)]－

図－5.2.4　液状化箇所における土質柱状図



図－5.2.5　対策事例における液状化層厚のヒストグラム

(3) 盛土部の検討

1) 盛土形状について

土構造物のうち代表的な道路盛土と河川堤防について検討する。まず、道路および河川堤防に関する規準指針をもとに盛土断面形状についてまとめる。天端高、天端幅、のり面勾配、小段の断面形状諸元の決定方法および標準値について表－5.2.2に示す。この表の作成にあたっては、表－5.2.3～表－5.2.6に示す資料を参考とした。

表－5.2.2 道路および河川堤防の標準断面形状諸元

	道路	河川堤防
天端高		計画高水位＋計画高水流量に応じた余裕高（表-5.2.3参照）
天端幅	道路分類・地域区分に応じた標準幅員（表-5.2.4参照） 例えば、地方部（C地域）の幹線道路で１４m	計画高水流量に応じた下限値（表-5.2.5 参照） 例えば、計画高水流量10,000m³/sで７m
のり面勾配	盛土材料、盛土高の応じた標準値（表-5.2.6参照） 例えば、砂質土で盛土高５m以上の場合１：１．８	２割以上と規定。高い堤防では、第２小段以下は３割程度
小段	５～７m下がるごとに幅１～２m	川表では３～５m下がるごとに、川裏では２～３m下がるごとに幅３m以上

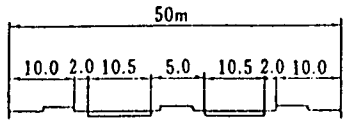
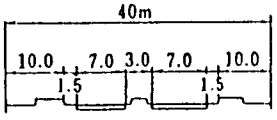
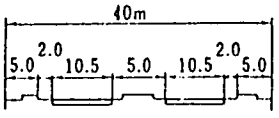
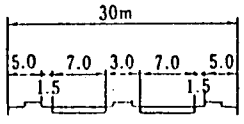
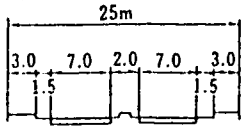
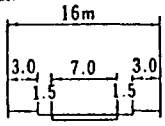
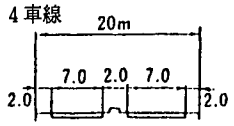
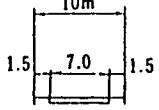
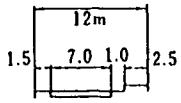
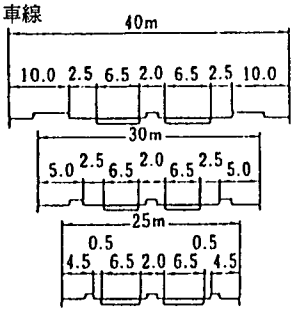
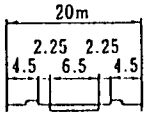
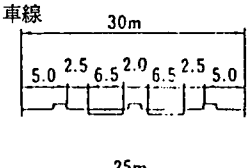
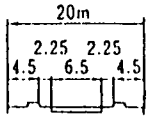
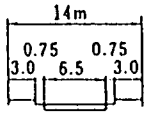
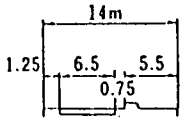
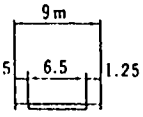
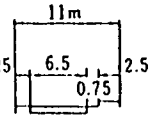
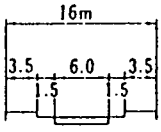
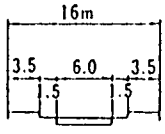
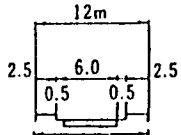
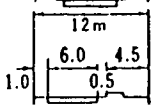
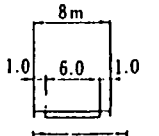
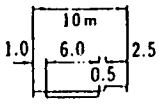
表－5.2.3 計画高水流量に対する余裕高[4]

計画高水流量（m³/s）	余裕高（m）
200未満	0.6以上
200以上 500未満	0.8以上
500以上 2000未満	1.0以上
2000以上 5000未満	1.2以上
5000以上 10000未満	1.5以上
10000以上	2.0以上

つぎに、被災事例をもとに盛土断面形状についてデータを整理する。被災盛土の天端高さおよびのり面勾配のヒストグラムを図－5.2.6，図－5.2.7に示す。これらをまとめたものを表－5.2.7に示す。

以上をもとに道路および河川堤防について設定した盛土断面形状の諸元を表－5.2.8に、断面形状（右半分）を図－5.2.8に示す。

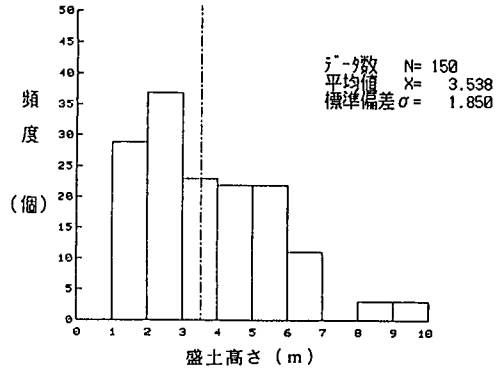
表－5.2.4　道路の標準幅員[5)]

	都市部 A地域	都市部 B地域	地方部 C地域	地方部 D地域
主要幹線道路	6車線  4車線  	6車線  4車線  	4車線  2車線  	4車線  2車線   歩道等設置の場合
幹線道路	4車線  2車線  	4車線  2車線  	 片側歩道の場合  	 歩道等設置の場合 
補助幹線道路	 	 	  片側歩道の場合	  歩道等設置の場合

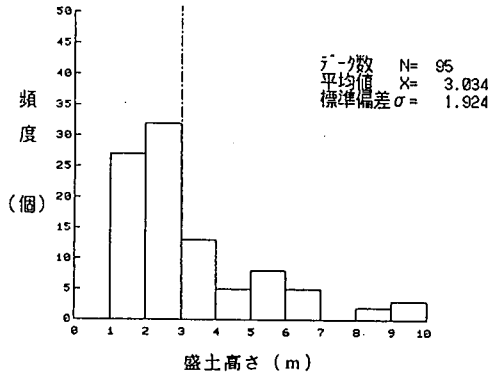
表－5.2.5　計画高水流量に対する天端幅[4)]

計画高水流量（m^3/s）	天端幅（m）
500 未満	3 以上
500 以上　2 000 未満	4 以上
2 000 以上　5 000 未満	5 以上
5 000 以上 10 000 未満	6 以上
10 000 以上	7 以上

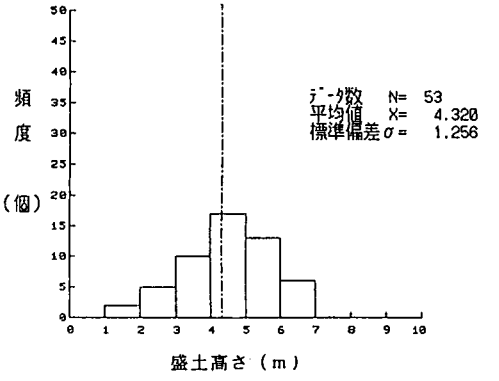
（１）盛土全事例



（２）道路盛土での事例

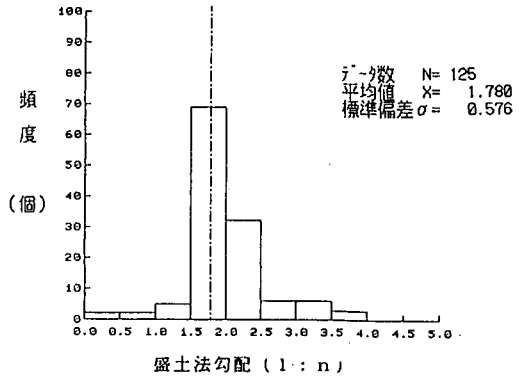


（３）河川堤防での事例

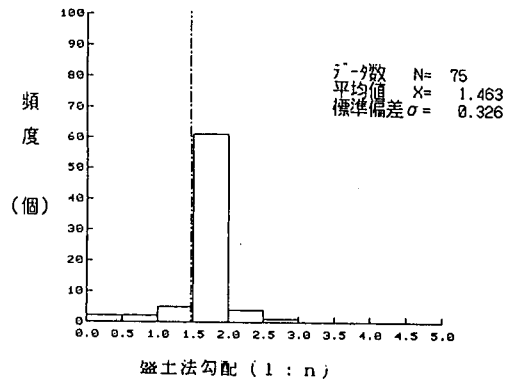


図－5.2.6　被害事例における盛土天端高さのヒストグラム

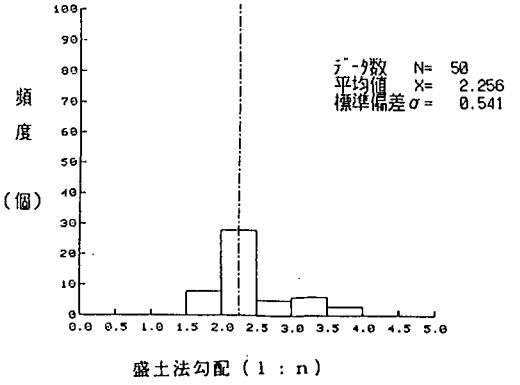
（１）盛土全事例



（２）道路盛土での事例



（３）河川堤防での事例



図－5.2.7　被害事例におけるのり面勾配のヒストグラム

表－5.2.6　道路の標準のり面勾配[6)]

盛　土　材　料	盛土高(m)	勾　　配	摘　　要
粒度の良い砂（SW),礫および細粒分混じり礫（GM)(GC)(GW)(GP)	5m以下	1：1.5～1：1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり，浸水の影響のない盛土に適用する。（　）の統一分類は代表的なものを参考に示す。
	5～15m	1：1.8～1：2.0	
粒度の悪い砂（SP）	10m以下	1：1.8～1：2.0	
岩塊（ずりを含む）	10m以下	1：1.5～1：1.8	
	10～20m	1：1.8～1：2.0	
砂質土（SM)(SC),硬い粘質土，硬い粘土（洪積層の硬い粘質土，粘土，関東ロームなど）	5m以下	1：1.5～1：1.8	
	5～10m	1：1.8～1：2.0	
火山灰質粘性土（VH_2）	5m以下	1：1.8～1：2.0	

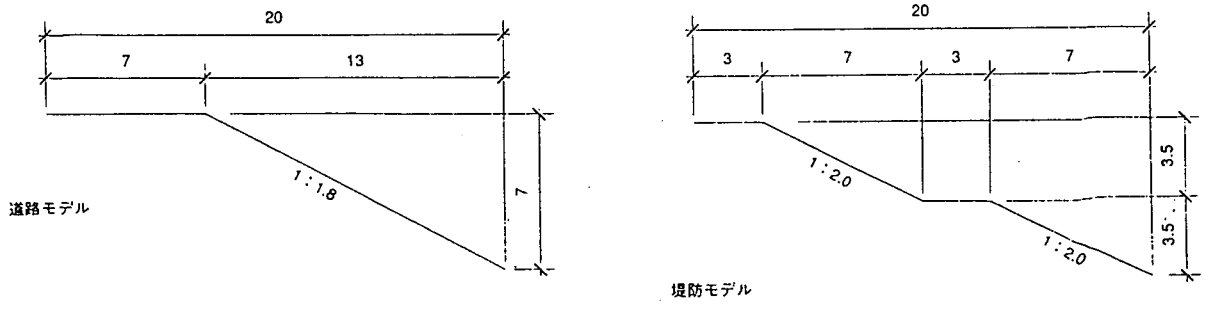
注）盛土高とは，のり肩とのり尻の高低差をいう。

表－5.2.7　被害事例による盛土断面形状諸元

	道路	河川堤防
天端高	平均3.0m，最大9.0m	平均4.3m，最大6.85m
天端幅	記録なし	記録なし
のり面勾配	平均1:1.5	平均1:2.3
小段	記録なし	記録なし

表－5.2.8　設定した盛土断面形状

	道路	河川堤防
天端高	7.0m 被災事例より特別高い例を除いた最大高さ採用	7.0m 被災事例より最大高さ採用
天端幅	14m 地方部（C地域）の幹線道路往復2車線として設定	6m 計画高水流量を5000～10000m³/sとして設定
のり面勾配	1:1.8 盛土材料を砂質土とし，盛土高5m以上として設定	1:2.0 下限値を採用
小段	なし 盛土高さ7mなので不要	天端より3.5m下の位置に幅3mの小段を設置



図－5.2.8　設定した盛土断面形状（単位：m）

2) 盛土材料について

被災事例の一覧では盛土材そのものの調査がほとんど行われていない。したがって、被災事例から盛土材料を特定することは困難である。そこで標準的な盛土材料を設定する。

a) 道路盛土

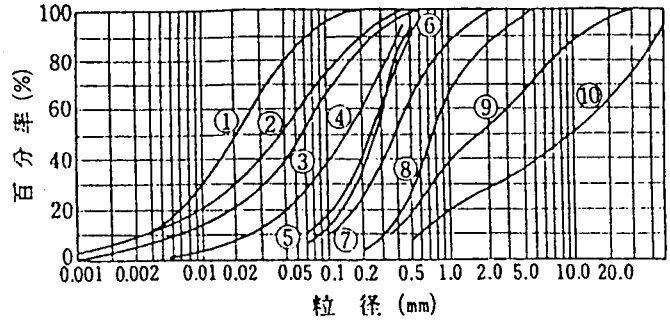
砂質土（ＳＭ）とする。一般的な土質定数を表－5.2.9に示す。本表より単位体積重量1.9tf/㎥，内部摩擦角25度となる。

b) 河川堤防

河川堤防の築造には、一般に現場付近で容易に採取できる土砂を使用する場合が多い。そこで、これまでに用いられた堤体材料より設定する。代表的な堤体材料の粒度曲線を図－5.2.9に示す。これより、D_{50}は0.02～0.75㎜（吉野川を除く）、平均0.2㎜程度である。データのばらつきの幅に対し、対数を考慮した中央値は約0.1㎜である。この平均粒径は、微細砂か細砂に該当する。この場合、表

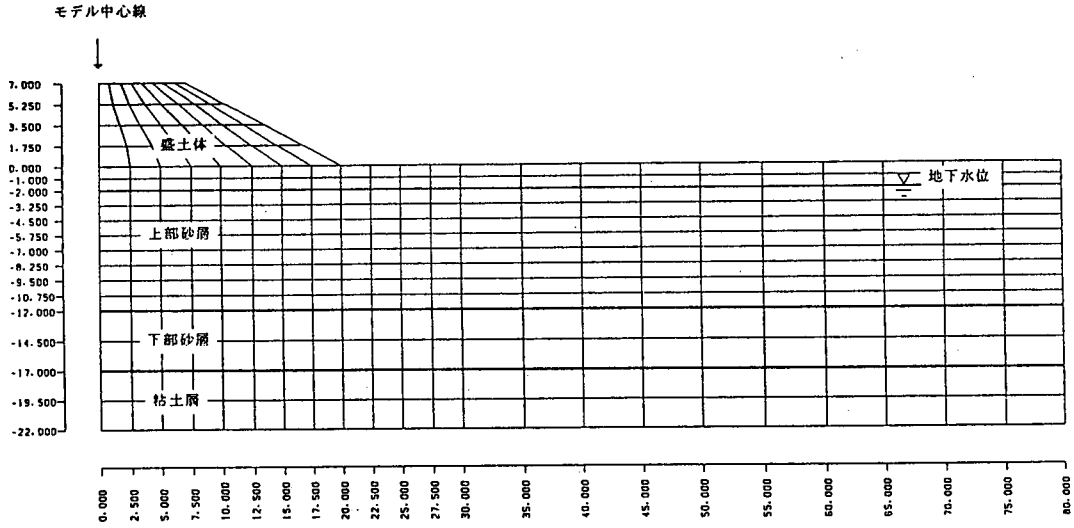
表－5.2.9　道路盛土の一般的な土質定数[7)]

種類		状態		単位体積重量 (tf/㎥)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (tf/㎡)	概要 (統一分類)
盛土	礫および礫まじり砂	締固めたもの		2.0	40	0	(GW), (GP)
	砂	締固めたもの	粒度の良いもの	2.0	35	0	(SW), (SP)
			粒度の悪いもの	1.9	30	0	
	砂質土	締固めたもの		1.9	25	3以下	(SM), (SC)
	粘性土	〃		1.8	15	5以下	(ML), (CL) (MH), (CH)
	関東ローム	〃		1.4	20	1以下	(VH)
自然地盤	礫	密実なものまたは粒度の良いもの		2.0	40	0	(GW), (GP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		1.8	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの		2.1	40	0	〃
		密実でないもの		1.9	35	0	
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの		2.0	35	0	(SW), (SP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		1.8	30	0	
	砂質土	密実なもの		1.9	30	3以下	(SM), (SC)
		密実でないもの		1.7	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）		1.8	25	5以下	(ML), (CL)
		やや軟いもの（指の中程度の力で貫入）		1.7	20	3以下	
		軟いもの（指が容易に貫入）		1.6	15	1.5以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）		1.7	20	5以下	(CH), (MH), (ML)
		やや軟いもの（指の中程度の力で貫入）		1.6	15	3以下	
		軟いもの（指が容易に貫入）		1.4	10	1.5以下	
	関東ローム			1.4	5(ϕ_u)	3以下	(VH)

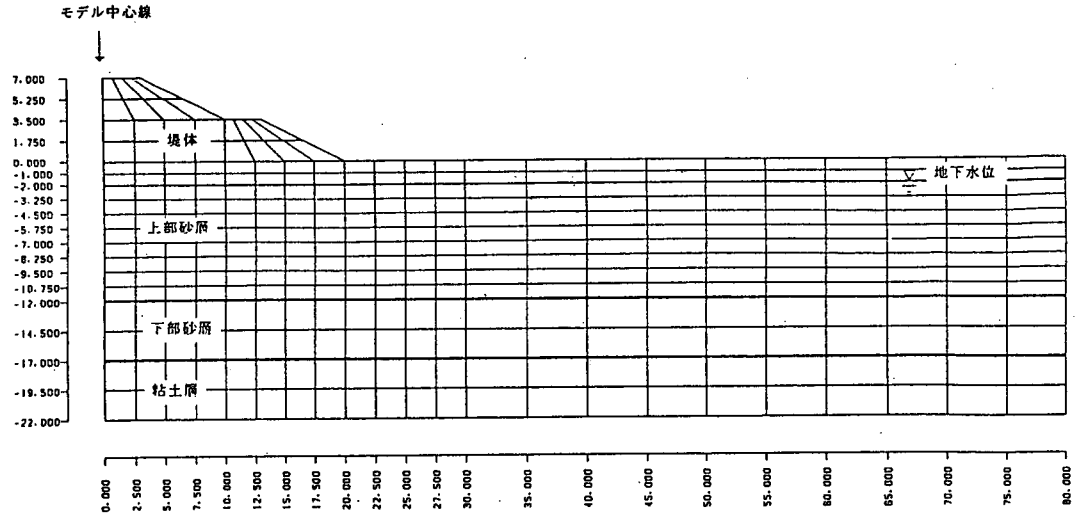


①信濃川下流長呂地先
②阿賀野川下流
③揖斐川中流大須橋上流右岸
④鳴瀬川下流小野地先
⑤木曽川中流朝日地先
⑥信濃川下流長呂地先（透水土）
⑦矢作川中流大門地先
⑧同　上
⑨吉野川中流部
⑩同　上

図－5.2.9　築堤土の粒度曲線[8)]



図－5.2.10(a)　ＦＥＭモデル（道路）



図－5.2.10(b)　ＦＥＭモデル（堤防）

－5.2.9より盛土の締固めた砂質土とすると単位体積重量1.9tf/㎥、内部摩擦角25度となる。

(4) ＦＥＭモデル

(3)で設定した道路盛土と河川堤防のモデルに対するＦＥＭモデルを図-5.2.10に示す。モデル作成における留意点は以下のとおりである。

① 解析モデルは、左右の対称性を考慮し、右半分とした。

② 要素高さは、収束剛性より上部砂層で約１ｍを目安とした。要素幅は、変形の大きい盛土構造物周辺については要素高さの約２倍、構造物から離れた部分では要素高さの約５倍を目安とした。

③ モデル幅は、土構造物の４倍程度とした。

設定したモデルの要素数，節点数を表－5.2.10に示す。

表－5.2.10 ＦＥＭモデルの諸元

	道路	河川堤防
要素数	340	332
節点数	381	373

以上、道路モデルと河川堤防モデルについて検討してきたが、以下の理由により道路モデルを選択することとした。

① ジオテキスタイルの適用性が高い。

② 小段がある場合、基礎地盤に与える影響が不明確で、小段がない方が解析結果が評価しやすく、対策工法の差異が明確になる。

（建設省土木研究所、間組、不動建設）

参考文献

1) 建設省土木研究所，民間17社；軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，1993.5.

2) 土質工学会震害調査委員会；1968年十勝沖地震による地盤震害調査概要，土と基礎，vol.16，No.9，1968.

3) 建設省土木研究所，1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第165号，1986.10.

4)（社）日本河川協会；解説河川管理施設等構造令，山海堂，1978.

5)（社）日本道路協会；道路構造令の解説と運用，1983.

6)（社）日本道路協会；道路土工要綱，1983.1.

7) 日本道路公団；設計要領第一集，1983.4.

8)（社）土木学会；土木ハンドブック，技報堂出版，1989.11.

5.2.2　無対策時の解析

(1)　解析モデル・解析条件の設定

5.2.1で設定した盛土モデルに対してSADAP+GSTR2 のパラメータを設定する。SADAP+GSTR2 の解析パラメータは、大きく2つに分けられる。1つは静的・動的応力解析での非線形モデルのパラメータ、もう1つは変形解析でのバイリニアモデルのパラメータである。以下ではこの2つのパラメータの設定について述べる。また、静的・動的応力解析および変形解析での解析条件についても述べる。

1)　静的・動的応力解析でのパラメータ

静的・動的応力解析では、全土層に対し、非線形履歴モデルとしてHardin-Drnevich モデルを用いる。必要な入力パラメータについて以下に述べる。

①　G_i ：せん断弾性係数の初期値

SADAP ではせん断剛性が拘束圧に依存することを取り入れている。したがって、解析を行う場合、拘束圧が存在しないと剛性を決めることができない。そこで、最初のstepだけこのG_i を用いて剛性マトリクスを作成し計算する。

この値についてはα_1 の項で設定の仕方を説明する。

②　γ_t ：単位体積重量

5.2.1で設定した値を用いる。

③　c　：粘着力

5.2.1で設定した値を用いる。

④　ϕ　：内部摩擦角

5.2.1で設定した値を用いる。

⑤　K_0 ：静止土圧係数（$0.0 \leqq K_0 < 1.0$）

ν_{si}：静的解析におけるポアソン比の初期値

マニュアル[1] に示すようにK_0 はNKO=1 のとき以外は用いられない。

SADAP では静的解析においてはマニュアルP.8 に示すように体積変形係数Kから接線ポアソン比を求め、計算することができるが、今回は静的なポアソン比は一定とするため、Kを表すα_2, n_2 は0とする。したがって、K_0 から求めるポアソン比とν_{si}が等しければ、K_0を入力する必要はない。

今回の場合、地震前静的応力解析時にはK_0 =0.5と仮定し、ν_{si}=0.3333 とした。なお、ν_{si}の入力フィールドは5カラムしかないので、精度上.3333 と入力するように留意した。また、地震中の静的応力解析時では非排水条件としてポアソン比は 0.5とするが、数値計算上の問題のため、便宜的にν_{si}=0.4999 とし、先述したように、入力フィールドには.4999 と入力した。

⑥　ν_d ：動的解析におけるポアソン比

動的応答解析では非排水条件としてポアソン比は 0.5とするが、ν_{si}と同様にν_d =0.4999 とし、入力フィールドには.4999 と入力した。

⑦　α_1 ：解析モデル定数（初期せん断剛性G_0 を表す）

n_1 ：解析モデル定数（初期せん断剛性G_0 を表す）

G_i の所でふれたように、SADAP では初期せん断剛性Gの拘束圧依存性を考慮するものとなっている。したがって、G_0 を表す解析モデル定数α_1, n_1[1] を設定しなくてはならない。

ここで豊浦砂の場合、龍岡[2]によって以下の実験式が提案されている。

せん断ひずみ$\gamma = 10^{-6}$に対して、

$$G = 900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.4} \quad (kgf/cm^2) \quad \cdots\cdots (5.2.1)$$

ここに、G：せん断弾性係数(kgf/cm²)

e ：間隙比

p ：有効拘束圧(kgf/cm²)

ただし、

$$p = \frac{(\sigma_a + 2\sigma_r)}{3} \quad \cdots\cdots (5.2.2)$$

σ_a ：共振法ねじり試験におけるの中空供試体の軸方向の有効拘束圧

σ_r ： 〃 円周方向の有効拘束圧

なお、上式の有効拘束圧pはSADAP の平均主応力σ_m と定義が異なるが便宜的に同一とみなし、上式よりn_1は 0.4とし、α_1は同じく上式から求められる以下の式より算出した。なお、α_1の単位は、pの単位とG_0 の単位を合わせるため便宣的な単位であり、本質的な意味はもたない。

$$\alpha_1 = 900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \quad (kgf/cm^2)^{0.6}$$

$$= 3583 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \quad (tf/m^2)^{0.6} \quad \cdots\cdots (5.2.3)$$

eには5.2.1で示した値を用いると、上部砂層、下部砂層のα_1 は以下のようになる。

上部砂層（D_r=60%）：4055（地下水位以上の不飽和層も同じとする）

下部砂層（D_r=80%）：4698

また、盛土部はN値からV_s を求め、V_s からG_0 を求め、さらにα_1 を逆算する。つまり、盛土中央におけるN値は7であり（5.2.1に示した）、次式によってV_s を求める。

砂質土の場合 $V_s = 80N^{1/3} = 153m/s$ …… (5.2.4)

また、土質調査法[3]より、S波速度V_sと初期せん断剛性G_0の関係は次式によって表されるとした。

$$G_0 = \frac{1}{g} \rho V_s^2 = 4538 \quad tf/m^2 \quad \cdots\cdots (5.2.5)$$

ここで G_0 ： 初期せん断剛性

g ： 重力加速度

ρ ： 密度

V_s ： S波速度

ここでα_1は次式によって求められる。

$$\alpha_1 = \frac{G_0}{(\sigma_m)^{n1}} \quad \cdots\cdots (5.2.6)$$

σ_mは盛土中央深さとすれば、次式によって

$$\sigma'_m = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} = \frac{1+K_0}{2}\sigma_1' = \frac{1.5}{2}\sigma_1'$$

$$= \frac{3}{4}\sigma_1' = \frac{3}{4}\sigma_v' = \frac{3}{4}(1.9 \cdot 3.5) = 4.99 tf/m^2 \quad \cdots\cdots (5.2.7)$$

となり、n_1は0.4とすれば、

$\alpha_1 = 2386$

となる。

さらに粘性土層部は、c→q_u→V_s→G_0→α_1と求める。粘着力cは5.2.1で示したように10tf/m²であるから、q_u=20tf/m²=2kgf/cm²となり、土質調査法[3]より、S波速度V_sとq_uの関係は次式とした。

$V_s = 134 q_u^{0.443} = 182 m/s \quad \cdots\cdots (5.2.8)$

したがって、G_0=6084tf/m²となり、盛土部と同様にn_1は 0.4とし、粘性土層中央深さ（水平地盤部）での拘束圧をσ'_m=14.81tf/m²とすれば、α_1=2070となる。

先に述べたG_iは、経験上から各層の中央深さのG_0の 1/2と仮定すると、それぞれの値は表－5.2.11のよう算定できる。なお、地盤部の拘束圧は水平地盤部のものである。

表－5.2.11　G_iの算定

	α_1	n_1	σ'_v	σ'_m	G_0	G_i
盛土	2386	0.4	6.65	4.98	4537	2269
上部砂層（地下水位以上）	4055	0.4	1.79	1.34	4570	2285
上部砂層（地下水位以下）	4055	0.4	8.24	6.18	8405	4203
下部砂層	4698	0.4	15.32	11.49	12476	6238
粘性土層	2070	0.4	19.75	14.81	6085	3019

⑧　α　：H-Dモデルのパラメータ

通常用いられている値（＝１）と用いるものとする。

以上、各土層に対して設定した動的応力解析用パラメータを表－5.2.12に示す。なお、地震中の静的応力解析の場合は、静的ポアソン比を.4999とする他は、動的解析と同じパラメータを用いる。

2)　変形解析でのパラメータ

変形解析では、応力～ひずみ関係として、基準ひずみを降伏点としたバイリニア型のモデルを用いている。このモデルの必要な入力パラメータについて以下に述べる。

表－5.2.12　設定した動的応力解析用パラメータ

	G_1 (tf/m²)	γ_t (tf/m³)	c (tf/m²)	ϕ (deg)	ν_{s1}	ν_d	α_1	n_1	α
盛土	2269	1.900	1.0	25.0	.3333	.4999	2386	0.4	1.0
上部砂層（地下水位以浅）	2285	1.798	0.0	39.0	.3333	.4999	4055	0.4	1.0
上部砂層（地下水位以深）	4203	1.930	0.0	39.0	.3333	.4999	4055	0.4	1.0
下部砂層	6238	1.971	0.0	43.0	.3333	.4999	4698	0.4	1.0
粘性土層	3019	1.800	10.0	0.0	.3333	.4999	2070	0.4	1.0

① Ｄｒ：相対密度

C1～C6：回帰パラメータ

基準ひずみは、次式で表される基準ひずみの算定式[4]を用いて算定する。

$$\gamma_1 = N^{C1} \cdot R_d^{C2} \cdot \exp(C3 \cdot R_a + C4 \cdot R_s + C5 \cdot D_r + C6) \quad \cdots\cdots (5.2.9)$$

ここに、

γ_1：GSTR2における剛性の変曲点のひずみ(%)

N：繰返し回数(回)

R_d：動的せん断応力比

R_a：静的軸差応力比

R_s：静的せん断応力

相対密度は上部砂層、下部砂層に対し、5.2.1で設定した値を用いる。回帰パラメータC1～C6は、上部砂層、下部砂層に対し、豊浦砂の試験結果より得られた定数[4]を用いる。各定数は、以下のようになる。

C1=0.721、C2=2.241、C3=-3.299、C4=0.708、C5=-0.083、C6=8.476

② CG1, CG2：せん断弾性係数を決める係数

バイリニアモデルではせん断弾性係数として、基準ひずみ以下では初期せん断弾性係数G_0をCG1で除した値を、基準ひずみ以上ではCG2で除した値を用いる。この定数もC1～C6と同様、豊浦砂の試験結果から得られた定数[4]を用いる。各定数は、CG1=1000, CG2=10となる。すなわち、バイリニアモデルの剛性は、基準ひずみ以下ではG_0の1/1000、基準ひずみ以上ではG_0の1/10となる。

以上、各土層に対して設定した変形解析用パラメータを表－5.2.13に示す。なお、砂層以外の土層については表に示すような条件で解析する。

3) 解析条件

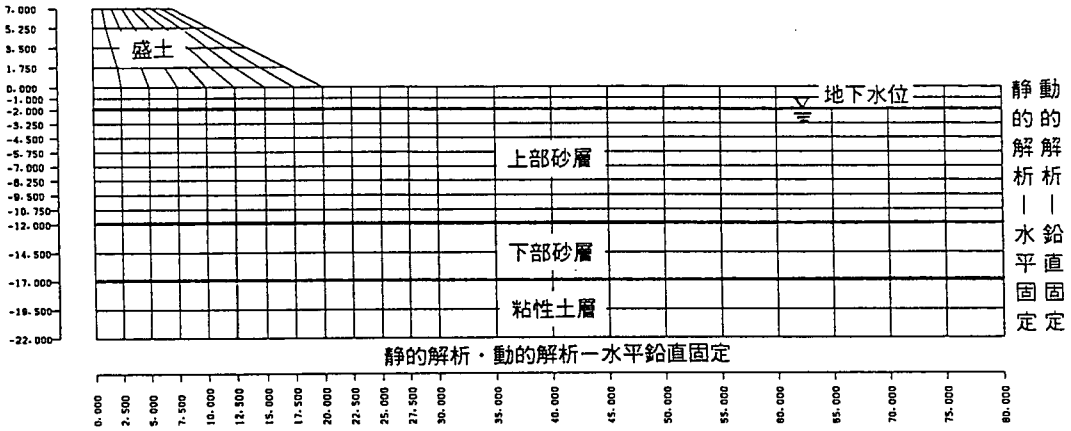
解析モデルを図－5.2.11に示す。対称性を考慮して右半分をモデル化している。各解析ステップでの境界条件は以下のとおりである。

・地震中の静的応力解析：側方水平固定、下方固定。

・動的応力解析　　：側方鉛直固定、下方固定。

表－5.2.13　設定した変性解析用パラメータ

	Dr (%)	C1～C6	CG1, CG2	応力～ひずみモデル
盛土	－	－	－	応力解析と同じモデル（ただし，G_0を1/10）
上部砂層（地下水位以浅）	－	－	－	同上
上部砂層（地下水位以深）	60	豊浦砂の定数	豊浦砂の定数	バイリニアモデル
下部砂層	80	豊浦砂の定数	豊浦砂の定数	同上
粘性土層	－	－	－	応力解析と同じモデル



図－5.2.11　解析モデル

・変形解析　　：側方水平固定、下方固定。

これらの解析ではいずれも非線形モデルを用いており、逐次解析を行っている。地震中の静的応力解析および動的応力解析前の初期応力解析では、基礎地盤部の線形自重解析を行った後、盛土層を１層づつ築提している。変形解析では、基礎地盤部の線形自重解析を行った後、盛土全体を一度に築提している。なお、変形解析では、バイリニアモデルの収束性の問題から反復計算回数を 100回としている。

動的応力解析では、時間積分手法としてNewmark のβ法を用いている。その定数は 1/4とし、時間ステップ増分は0.01秒とする。また、解の安定性を確保するため剛性比例型のRayleigh減衰を取り入れている。この定数は、別途実施した固有値解析の結果をもとに次式で設定し、0.00713とする。

$$\beta_0 = 2h/\omega \quad \cdots\cdots (5.2.10)$$

ここに、β_0：Rayleigh減衰定数

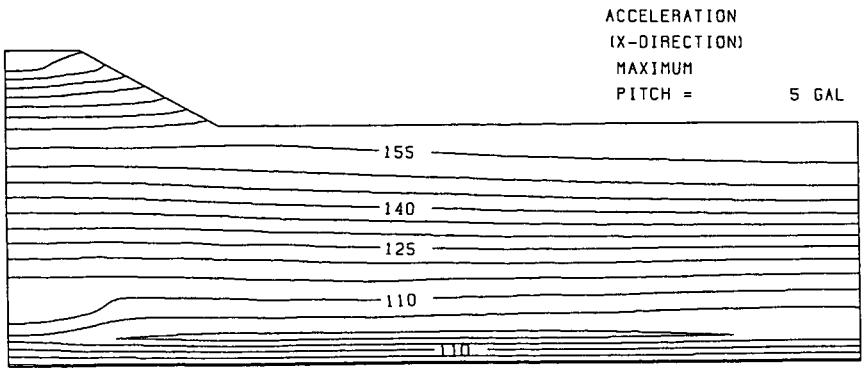
h　：減衰定数（5%）

ω　：モデルの１次固有円振動数（14.03 rad/s）

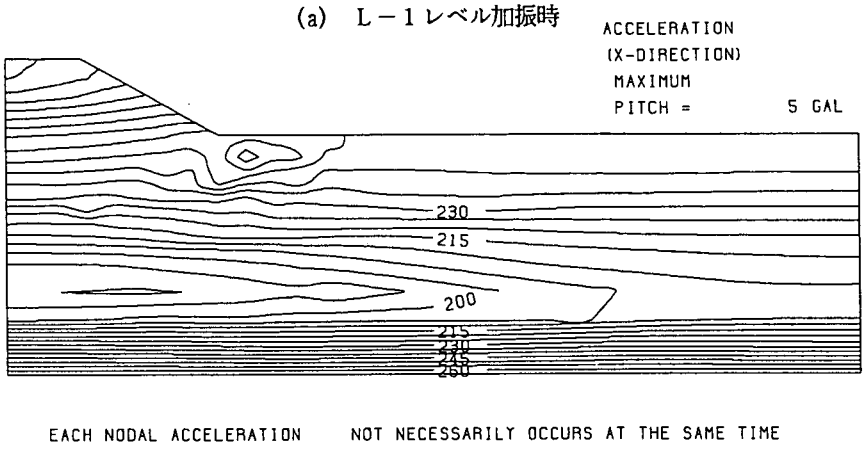
また、本検討では過剰間隙水圧は不要であるため、過剰間隙水圧の発生・消散解析は実施していない。

(2)　解析結果

Ｌ－１レベル、Ｌ－２レベル加振時の最大水平加速度分布をそれぞれ図－5.2.12(a), (b)に示す。Ｌ－１



(a) L－1レベル加振時



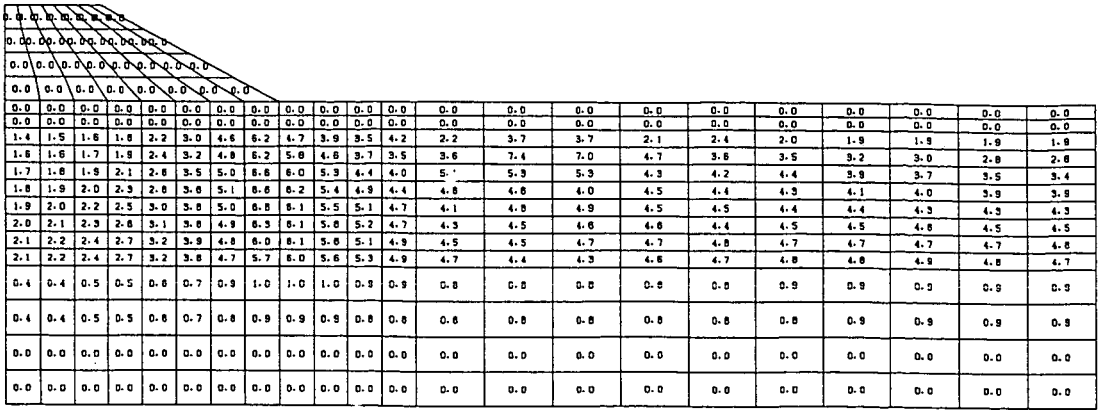
(b) L－2レベル加振時

図－5.2.12 最大水平加速度分布

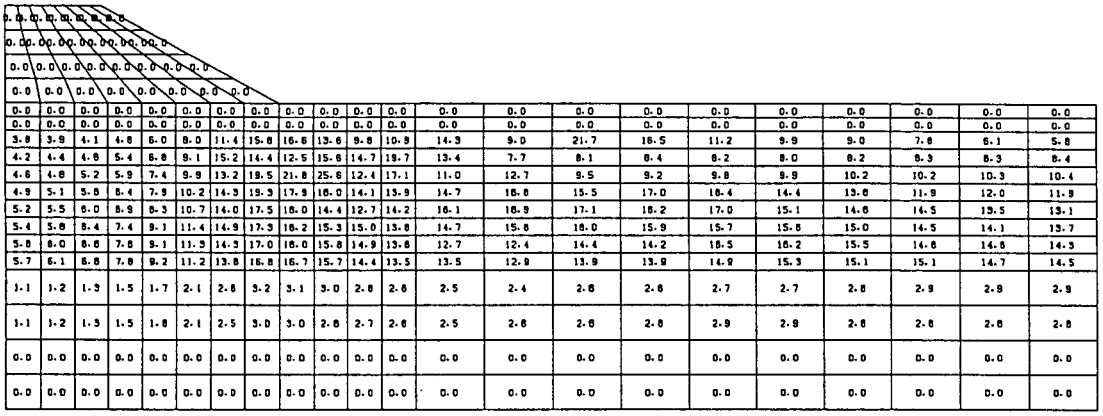
レベルおよびL－2レベルの基盤入力の最大加速度はそれぞれ121gal、265galである。L－1レベル加振時の地表面最大加速度は約160galであり、基盤入力に対して約3割増幅している。一方、L－2レベル加振時の地表面最大加速度は約245galであり、基盤入力に対して約1割減少している。加速度分布によると粘土層での減衰が大きいことが分かる。特にL－2レベル加振時にその傾向は著しい。これは、粘土層にH-D モデルを用いているため応力レベルが大きいほど非線形性が強くなり、減衰比が大きくなるためである。

L－1レベル、L－2レベル加振時の基準ひずみをそれぞれ図－5.2.13(a), (b)に示す。この基準ひずみは、変形解析において、バイリニアモデルの剛性の折れ曲がり点を表すひずみであり、このひずみが大きいほどモデルの剛性が小さい領域が大きくなり、その結果変形量は大きくなる。図より以下のことがわかる。

- 動的せん断応力の大きいL－2レベル加振時の方が、全体的に基準ひずみの値が大きい。
- いずれの加振レベルでも、盛土直下部のように水平応力に対し鉛直応力の比が大きく、初期せん断応力の小さい要素では、基準ひずみの値は水平地盤部と比較して小さくなる。
- いずれの加振レベルでも、盛土のり尻付近のように初期せん断応力の大きい要素では、基準ひずみの値は水平地盤部と比較して大きくなる。



(a)　L－1 レベル加振時



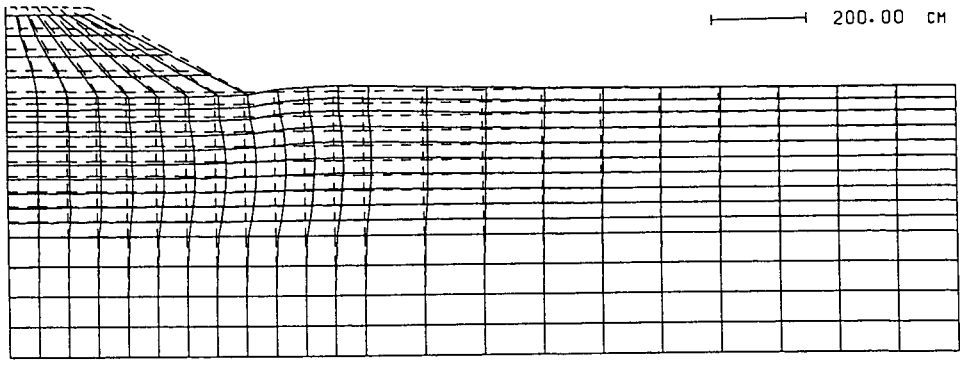
(b)　L－2 レベル加振時

図－5.2.13　基準ひずみ分布

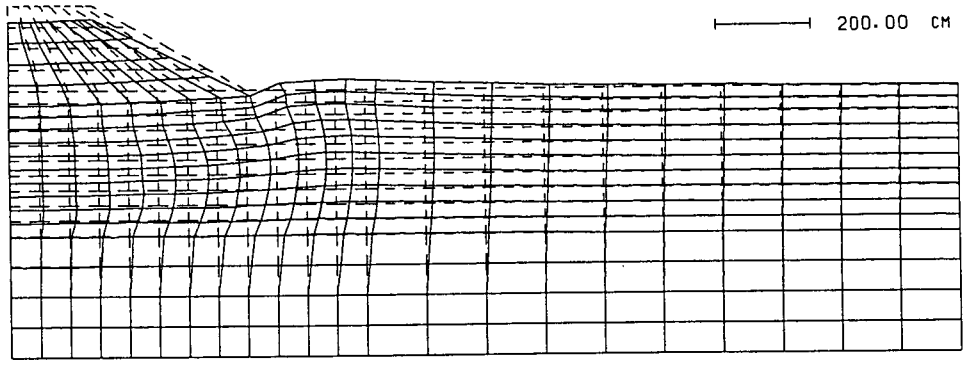
L－1 レベル，L－2 レベル加振時の変形図をそれぞれ図－5.2.14(a)，(b)に示す。いずれの加振レベルでも、基準ひずみの大きい盛土のり尻付近の上部砂層（地下水位以深）要素の変形量が大きく、剛性の高い地下水位以浅の要素（地表面より 2 要素）と下部砂層の間で水平方向にはらむ形で変形している。一方、盛土直下の要素は、せん断変形は小さいが鉛直方向に圧縮され、つぶされた形で変形している。また、非排水条件を課しているため、要素の体積変形は 0 となる。そのため、盛土側方地盤では地表面の盛り上がりが生じている。盛土中心線上の盛土天端の沈下量は、L－1 レベル加振時で 17.06cm、L－2 レベル加振時で 34.16cmとなっており、L－2 レベル加振時はL－1 レベル加振時の約 2 倍となっている。また、盛土中心線上の地表面レベルでの沈下量は、L－1 レベル加振時で13.22cm、L－2 レベル加振時で29.84cmである。盛土体自体の沈下量は、L－1 レベル加振時で3.84cm、L－2 レベル加振時で4.32cmであり、両者の差は全沈下量の差に対して小さい。したがって、2 つの加振レベルの沈下量の差は、主に基礎地盤の沈下量の差によって生じていることが分かる。

(3)　設定した物性値の再検討

5.2.1 で設定した盛土モデルに対して解析用のパラメータを設定し、変形解析を実施したが、L－2 レ



(a)　L－1 レベル加振時



(b)　L－2 レベル加振時

図－5.2.14　変形図

ベル加振時において予想したほど沈下量が発生しなかった。そこで、さらに以下の条件のもとで、解析を実施した。

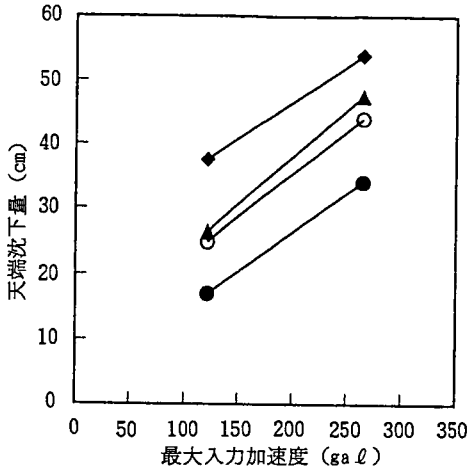
①粘性土層の粘着力を10tf/m²から20tf/m²とする。

②上部砂層の相対密度を60%から50%とする。

①は、前述したように動的応力解析において粘性土層での加速度の減衰が大きいため、粘着力を増加させL－2 レベル加振時での動的せん断応力を大きくすることを目的としている。②は、基準ひずみの算定式の特性を考慮し、相対密度を小さくすることによって加振力の大きいL－2 レベル加振時の基準ひずみを大きくすることを目的としている。解析ケース一覧と変形解析の結果得られた盛土天端沈下量と最大入力加速度の関係を図－5.2.15に示す。図に示した以外の解析パラメータは(1)で設定したパラメータと同様である。(1)で設定したパラメータを用いたケース１と比較して、いずれのケースでも天端沈下量は増加している。特に①, ②両方を考慮したケース４では、いずれの加振レベルでもケース１より約20cm沈下量が増加している。しかし、いずれのケースでもL－1 レベル加振時とL－2 レベル加振の沈下量の比率は、ケース１と大差ない結果となり、①, ②による効果は予想した程ではなかった。

(4) まとめ

5.2.1で設定した道路盛土モデルに対し、永久変形解析を実施した。解析用パラメータは、種々の仮定



ケースNo.	上部砂層相対密度（%）	粘土層粘着力（tf／m²）
ケース1	60	10
ケース2	60	20
ケース3	50	10
ケース4	50	20

図－5.2.15　最大入力加速度と盛土天端沈下量の関係

を用いて合理的に設定した。２つの加振レベルに対して変形解析を実施したが、加振加速度の大きいＬ－２レベル加振時の盛土天端沈下量がＬ－１レベルと比較して予想したより小さな値となった。そのため粘土層の粘着力および上部砂層の相対密度を変えた解析ケースを検討したが、結果は改善されなかった。そこで、以下では(1)で設定した原条件（ケース１）を無対策時の解析として各耐震対策工法を施した解析を実施する。

（間　組）

参考文献

1)　建設省土木研究所：昭和60年度有限要素解析プログラム(SADAP）の機能追加業務報告書（その２）（プログラム使用マニュアル），1985.3.

2)　足立紀尚、龍岡文夫：新体系土木工学18　土の力学（Ⅲ）－圧密・せん断、動的解析－、技報堂、PP.211～226.

3)　土質工学会：土質調査法, 1982.11.PP.121～123.

4)　山根、島津、古関、古賀：初期拘束応力状態及びせん断応力を変えた飽和砂の永久変形特性，土木学会第47回年次学術講演会, 1992.9.

5.2.3　締固め工法対策時の解析

(1)　対策効果の取扱い方法

締固め工法の対策効果を、SADAP+GSTR2の解析結果に基づいて評価する。

解析の主な条件は、以下の通りとする。

・砂層の液状化強度は、相対密度から一義的に求まるものとする。

・サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の相対密度は、圧入砂量を考慮し平均的な値を用いるものとする。

以下では、サンドコンパクションパイル工法による締固め対策工の諸元を設定した後、対策工を施した地盤の変形解析用物性値を設定する。

(2)　対策工の設計

1)　設計方針

以下の設計方針で、締固め対策工の設計を行う。

・Ｌ１レベルで盛土構造物が安定となるように対策工を設計する。

・設計手法は「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）」の簡易法[1]に準ずる。ただし、地盤の相対密度D_r(%)が得られていることを考慮し、液状化抵抗率の算定を相対密度D_rを用いて行うものとする。

2)　設計条件

地盤条件・盛土構造物の諸元については、「5.2.1盛土モデルの検討」で設定した条件に基づく。盛土の安定性の検討では、「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）」の簡易計算法の条件を用いた。

3)　締固め対策工の設計

①　原地盤の液状化抵抗率分布の算定

液状化抵抗率の算定は、Ｌ１レベルの１次元応答解析結果を用いて行う。また、液状化強度の算定は、豊浦砂に対する基準ひずみの算定式[2]を用いて行う。

基準ひずみの算定式（等方・初期せん断なしの場合）

$$R_d = \left(\frac{\gamma_1}{\{N^{C1} \cdot \exp(C_5 \cdot D_r + C_6)\}} \right)^{1/C2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5.2.11)$$

ここに、R_d　：せん断応力比

γ_1　：基準ひずみ（%）

N　：繰返し回数

D_r　：相対密度

$C_1 \sim C_6$　：回帰パラメータ、）

※γ_1＝７．５%とした場合

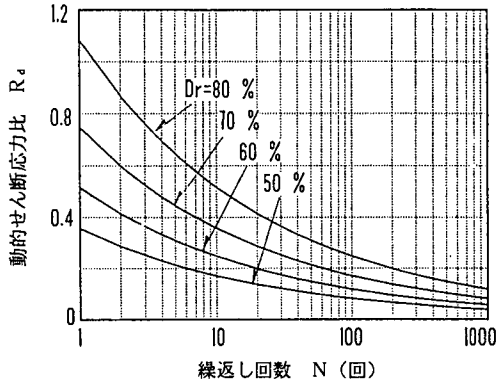
C_1= 0.721、C_2=2.241

C_5=-0.083、C_6=8.746

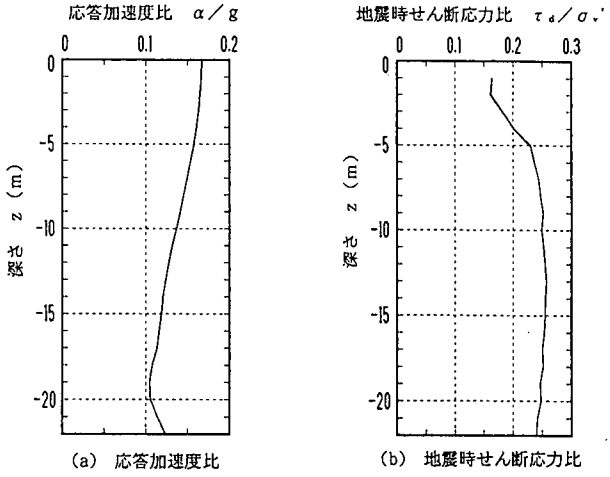
式（5.2.11）において、相対密度を定義することによりR_d～N関係（以後、液状化曲線と呼ぶ）が

得られる。図－5.2.16は、式（5.2.11）から計算された液状化曲線を、相対密度ごとに示したものである。

図－5.2.17(a), (b)は、Ｌ１レベル加振時における応答加速度比ならびに地震時せん断応力比の深さ方向分布を示したものである。この結果は、水平地盤部に対するＳＡＤＡＰの１次元解析により得られたものである。また、地震時せん断応力と式（１）から得られる液状化強度から、原地盤の液状化抵抗率分布を算定した結果、表－5.2.14のようになった。参考データとして、道路橋示方書による液状化抵抗率算定結果も併せて示した。上部砂層地下水位以下では、ほとんどの部分で液状化抵抗率＜１となっているため、締固め対策工は上部砂層に対して行うものとする。



図－5.2.16　基準ひずみ算定式によるR_d～N関係



図－5.2.17　原地盤のＬ１レベル応答解析結果

表－5.2.14　原地盤の液状化抵抗率分布の算定

	山根の実験式		応答解析結果（Ｌ１）			道示（参考データ）		
z(m)	Dr(%)	R20	α／g	L	FL	ks	L	FL
0	---	---	0.167	---	---	0.18	---	---
-1	60	0.197	0.166	0.165	1.197	0.18	0.177	1.111
-2	60	0.197	0.165	0.162	1.216	0.18	0.175	1.128
-3	60	0.197	0.163	0.180	1.091	0.18	0.210	0.939
-4	60	0.197	0.161	0.201	0.979	0.18	0.231	0.852
-5	60	0.197	0.157	0.229	0.859	0.18	0.245	0.805
-6	60	0.197	0.154	0.236	0.835	0.18	0.253	0.778
-7	60	0.197	0.150	0.244	0.808	0.18	0.259	0.761
-8	60	0.197	0.145	0.247	0.797	0.18	0.262	0.752
-9	60	0.197	0.141	0.252	0.781	0.18	0.264	0.747
-10	60	0.197	0.136	0.249	0.790	0.18	0.264	0.746
-11	60	0.197	0.131	0.253	0.779	0.18	0.263	0.748
-12	60	0.197	0.128	0.255	0.771	0.18	0.262	0.752
-13	80	0.413	0.124	0.258	1.600	0.18	0.260	1.589
-14	80	0.413	0.121	0.257	1.610	0.18	0.257	1.606
-15	80	0.413	0.119	0.256	1.614	0.18	0.254	1.625
-16	80	0.413	0.116	0.254	1.624	0.18	0.251	1.646
-17	80	0.413	0.113	0.251	1.648	0.18	0.247	1.669

L：地震時せん断応力比（τ_d / σ_v'）
k_h：水平震度　　F_L：液状化抵抗率

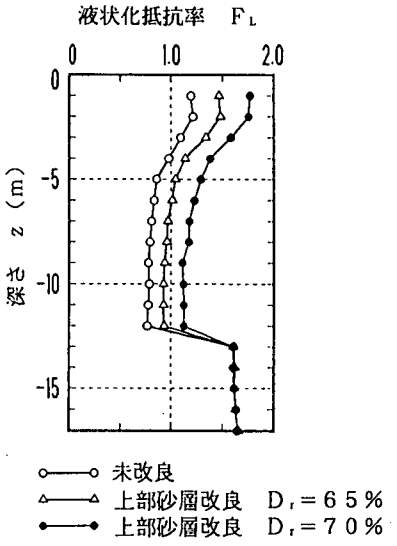
② 改良目標D_rの設定

改良目標D_rの設定にあたっては、地盤が液状化しないよう締固めるものとし、構造物を考慮しない条件下で、改良後の液状化抵抗率が 1.0以上となるように改良目標D_rを設定する。

締固め改良後の相対密度D_rを65%，70%とし、①と同様の計算を行った結果を表－5.2.15に示す。また、液状化抵抗率の深さ方向の分布は図－5.2.18のようになった。改良後の相対密度D_rが70%の場合、すべての深さにおいて液状化抵抗率は１以上となっているため、D_r＝70%を改良目標相対密度とした。

表－5.2.15 改良前後の液状化抵抗率

z(m)	未改良	上部砂層改良 Dr=65%	上部砂層改良 Dr=70%
-1	1.20	1.47	1.77
-2	1.22	1.48	1.75
-3	1.09	1.33	1.58
-4	0.98	1.14	1.38
-5	0.86	1.04	1.29
-6	0.83	1.01	1.23
-7	0.81	0.97	1.18
-8	0.80	0.96	1.17
-9	0.78	0.94	1.11
-10	0.79	0.93	1.12
-11	0.78	0.93	1.13
-12	0.77	0.94	1.12
-13	1.60	1.60	1.61
-14	1.61	1.62	1.60
-15	1.61	1.61	1.61
-16	1.62	1.62	1.63
-17	1.65	1.65	1.64



図－5.2.18 改良前後の液状化抵抗率分布

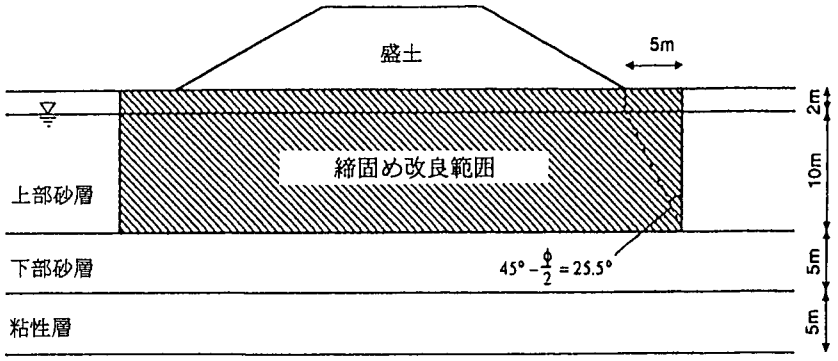
③ 改良範囲の設定

締固め改良範囲は、盛土直下およびその側方の上部砂層とし、改良深度は上部砂層の下端までとした。平面的な改良範囲については、盛土の円弧すべり安全率F_sが１以上となる最小改良範囲を決定し、さらに周辺地盤の液状化による影響を受けない様、余裕幅を持たせることとした。

最小改良範囲を盛土法尻より０ｍとし、表－5.2.16に示す条件で円弧すべり計算を行った。このときの円弧すべり安全率は1.49であり、基準値 1.0に対して余裕があるが、最小改良範囲として盛土法尻より 0.0ｍを採用する。余裕幅については、下部砂層から主働崩壊角で線を引き、地下水位に達する範囲として算定した。なお、ここでは主働崩壊角の算定には原地盤の内部摩擦角を用いている。その結果、余裕幅は５ｍとなった。改良範囲を図－5.2.19に示す。

表－5.2.16 円弧滑り安全率の計算条件

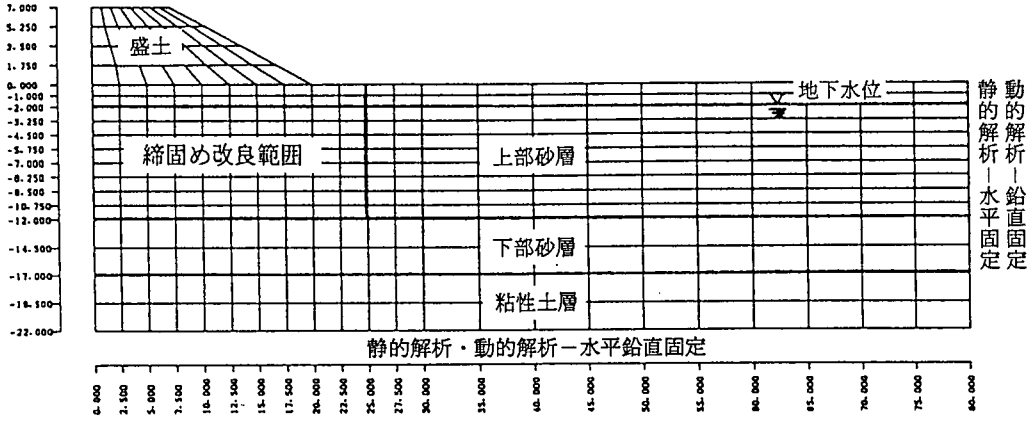
		過剰間隙水圧比	水平震度
上部砂層	未改良	１．０	０．００
	締固め	０．０	０．１５
下部砂層		０．０	０．１５
粘性土層		０．０	０．１５
盛　土		０．０	０．１５



図－5.2.19　締固め改良範囲

(3)　解析モデル・解析条件の設定

静的応力解析および動的応力解析の解析モデルを図－5.2.20に示す。



図－5.2.20　解析モデル

締固め改良部の相対密度は70%とし、これに伴って地盤の物性値は表－5.2.17のように与えられる。下部砂層の初期剛性G_iは改良部直下と未改良部直下で異なるはずであるが、初期応力解析においてはこれらの影響は小さいと考えられるため、無対策時の初期剛性と同じ値を用いた。

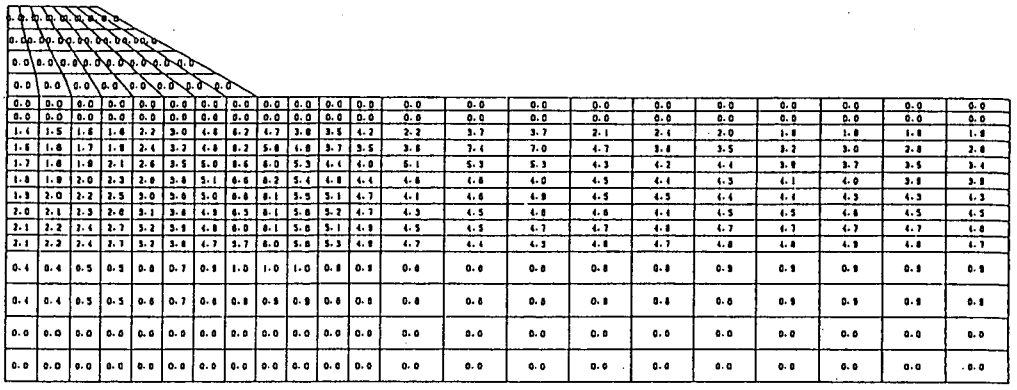
従って、表－5.2.17の物性値のうち無対策時のものと異なるのは、締固め改良部のみということになる。

表－5.2.17　初期応力解析に用いる物性値

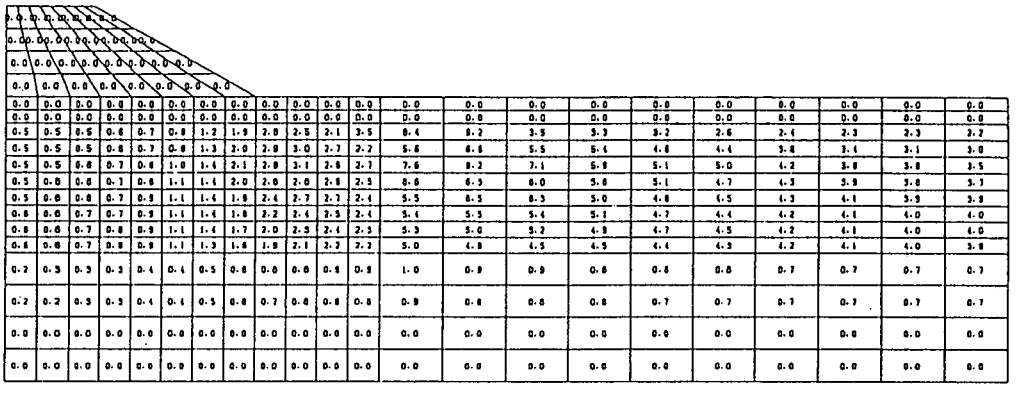
	Dr (%)	Gi / σ1	γt / n1	c	φ
粘土層	---	3042	1.800	10.0	0.0
		2070	0.4		
下部砂層	80	6238	1.971	0.0	43.0
		4698	0.4		
上部砂層 WL以下	60	4203	1.930	0.0	39.0
		4055	0.4		
上部砂層 WL以上	60	2285	1.798	0.0	39.0
		4055	0.4		
盛土	---	2269	1.900	2.0	25.0
		2386	0.4		
締固め砂層 WL以下	70	4570	1.951	0.0	41.0
		4371	0.4		
締固め砂層 WL以上	70	2485	1.838	0.0	41.0
		4371	0.4		

(4)　解析結果

ここでは変形解析の結果のみを示す。図－5.2.21、図－5.2.22は、Ｌ１およびＬ２レベル加振時の基準ひずみ分布図を示したものである。基準ひずみ 7.5%以上の、図中太い枠で囲んだ領域に着目すると、締固め改良効果は特にＬ２レベル加振時における法尻近傍の液状化抑制に大きく寄与していることがわかる。また、無対策地盤に対する締固め改良地盤の基準ひずみの大きさは、Ｌ１レベル、Ｌ２レベルともに盛土

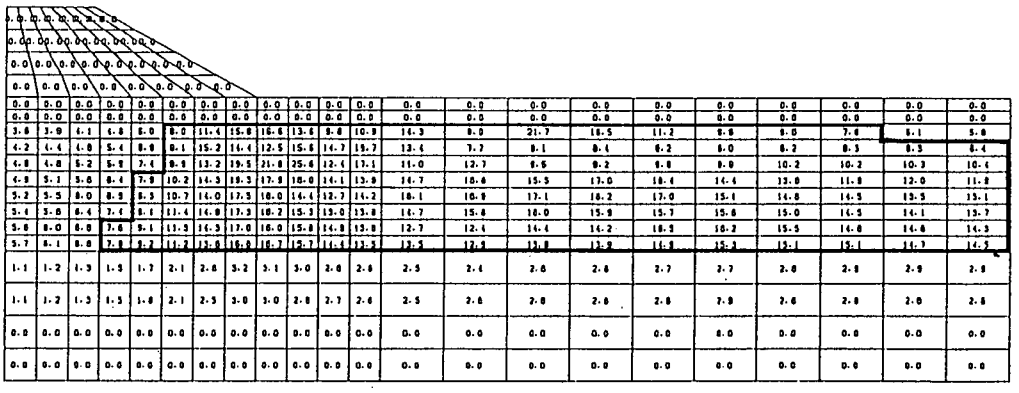


(a) 無対策地盤

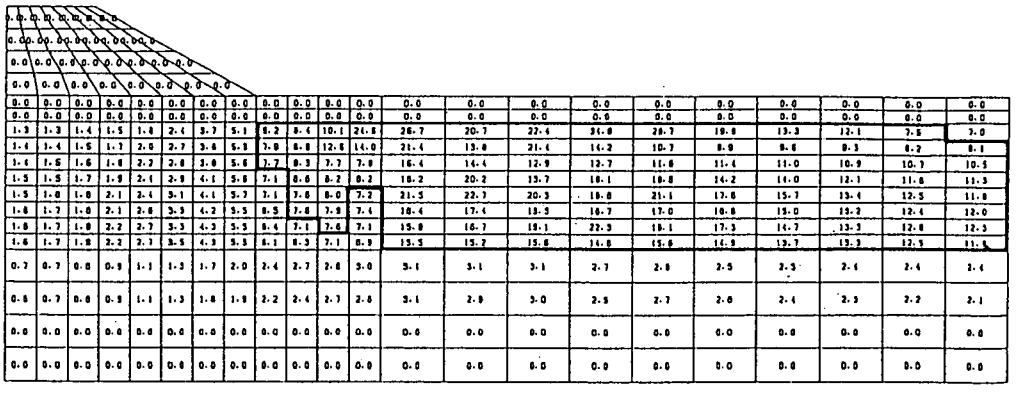


(b) 締固め改良地盤

図－5.2.21 基準ひずみ分布（L１レベル加振時）

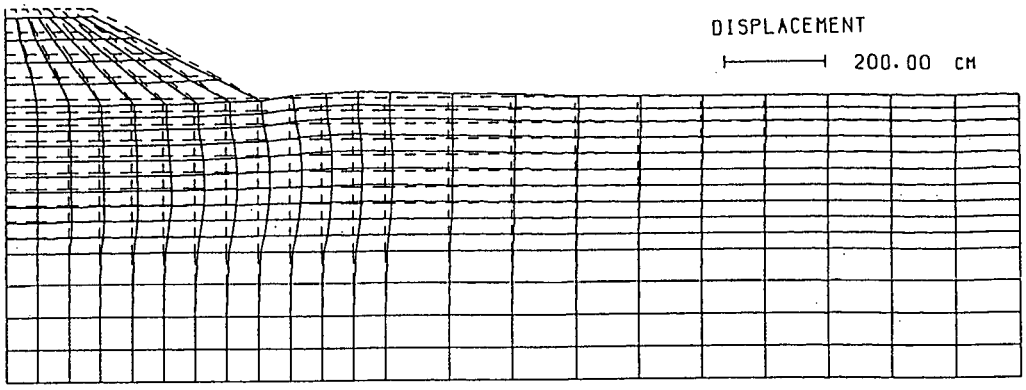


(a) 無対策地盤

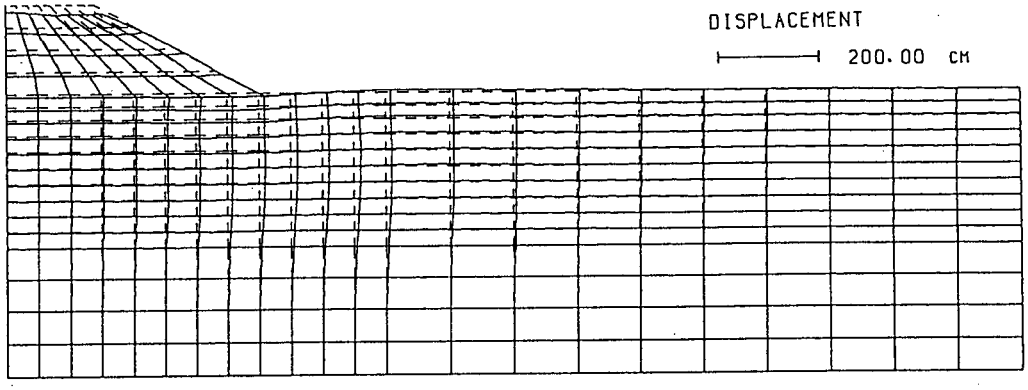


(b) 締固め改良地盤

図－5.2.22 基準ひずみ分布（L２レベル加振時）

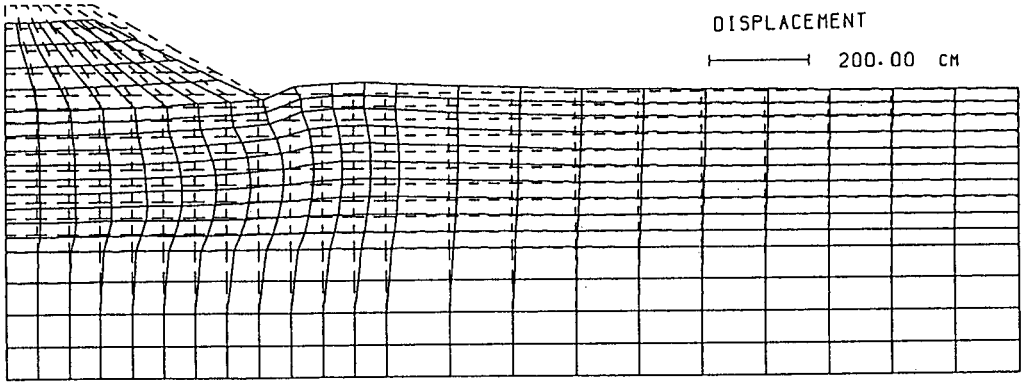


(a) 無対策地盤

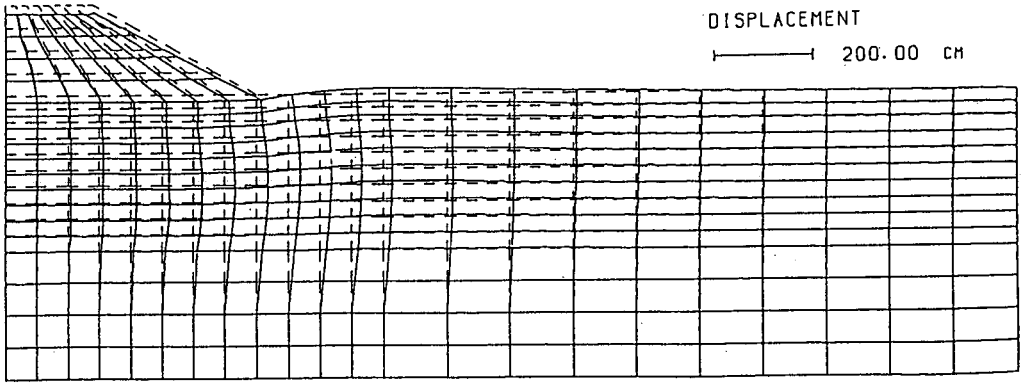


(b) 締固め改良地盤

図－5.2.23 変形図（Ｌ１レベル加振時）



(a) 無対策地盤



(b) 締固め改良地盤

図－5.2.24 変形図（Ｌ２レベル加振時）

中央部で20%、法尻付近で30%程度に減少している。

図－5.2.23、図－5.2.24は、これらの基準ひずみをもとに計算したＬ１レベル、Ｌ２レベル加振時の変形図である。無対策と締固め改良地盤の破壊モードを比較すると、無対策地盤では盛土直下が大きく沈下し、法尻から側方に大きくはらみ出しているのに対して、改良地盤ではこのはらみ出しがかなり押さえられているのがわかる。法尻付近におけるこのような変形モードの違いは、図－5.2.21、図－5.2.22に見られたような基準ひずみの大小と、盛土基礎地盤の沈下が主たる要因を占めているものと思われる。つまり、盛土直下から法尻周辺にかけて重点的に締固めることで、より高い締固め効果が期待できるということになる。

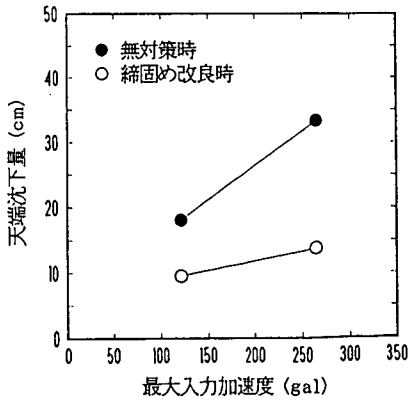
しかしながら、盛土体の変形モードに着目すると、無対策盛土は比較的均一に沈下しているが、改良後では基礎地盤の沈下が少ない反面、盛土体に応力が集中し盛土自体が変形を生じていることがわかる。また、このような傾向はＬ２レベルよりもむしろＬ１レベルにおいて顕著に見られる。実際、5.2.1 で設定した盛土の強度定数（ϕ＝25°、Ｃ＝ 1.0t/m²）では、Ｌ１レベルでの変形解析で盛土体が破壊に至った。そこで、便宜的に締固め対策時の変形解析では盛土の粘着力をＣ＝ 2.0t/m²とした。なお、無対策時の解析で、この変更の影響について検討した結果、Ｌ１レベル加振時で盛土天端沈下量は 0.4%減少する程度であり、沈下量に対する影響は少ないと思われる。改良後におけるこのような変形の仕方は、例えばＬ２レベルの場合、地震による基礎地盤の剛性低下が比較的大きいため、基礎地盤を含む大きなすべり面に沿って変形を生じたのに対して、Ｌ１レベルでは基礎地盤の剛性低下が小さいため、盛土内部ですべり面を生じたことによるものと推察される。

図－5.2.23、図－5.2.24における盛土天端の沈下量をまとめると表－5.2.18のようになる。また、最大入力加速度と天端沈下量の関係を図－5.2.25に示す。締固め改良効果はＬ１レベルで23%、Ｌ２レベルで51%の沈下抑制効果として現れている。締固め改良部を含む上部砂層地下水位以下では、応力ひずみ関係をバイリニアで定義しており、地盤の変形量はバイリニアを規定するための剛性の低減率と基準ひずみの与え方次第で、大きく変化する。この点は変形解析の結果を左右する重要な問題であり、別途検討しておくべきである。

表－5.2.18　盛土の天端沈下量

	L1 ﾚﾍﾞﾙ加振時	L2 ﾚﾍﾞﾙ加振時
無対策地盤	１７．０６	３４．１６
締固め改良地盤	１３．１５	１６．７３

（単位 cm ）



図－5.2.25　最大入力加速度と天端沈下量の関係

(5) まとめ

・締固め工法対策範囲を、相対密度の増加した一様地盤とみなし、変改解析を実施した。この結果、Ｌ２レベルで約50％の沈下低減効果が得られた。

・無対策盛土の変形モードは、盛土基礎地盤の沈下ならびに側方へのはらみ出しが特徴的である。盛土直下を改良することにより、これらの変形が押さえられた。

・盛土の物性値をＣ＝1.0t/m^2 、ϕ＝25° としたときの締固め改良地盤では、Ｌ１レベルで盛土体に破壊が生じてしまった。これは、締固め改良による基礎地盤の剛性の増加に伴って、盛土体に応力が集中したためと考えられる。しかしながら、Ｌ２レベルで盛土体が破壊を生じなかったことも含めて、さらに詳しい検討が必要である。

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか；耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６），1992.

2) 山根行弘，島津多賀夫，古関潤一，古賀泰之；初期拘束応力状態及びせん断応力を変えた飽和砂の永久変形特性，土木学会年次講演会，Vol.47, pp216-217, 1992.

3) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説Ⅴ．耐震設計編, 1990.

5.2.4　ドレーン工法対策時の解析

(1)　対策効果の取扱い方法

「4.8.4 永久変形の計算法の検討」で述べた手法に基づきドレーン工法対策効果を評価する。すなわち、SADAP+GSTR2の解析は以下の条件で行う。

・静的、動的解析、変形解析において地盤改良部を一様地盤でモデル化する。

・変形解析用のパラメータは、液状化強度を一様地盤に対して設定する。

また、ドレーン工法対策時には、SADAP+GSTR2の解析では表現できない圧密沈下が生じる可能性があるが、ここでは考慮していない。

以下では、ドレーン工法対策工の諸元を設定した後、対策工を施した一様地盤の変形解析用物性値を設定する。

(2)　対策工の設計

1)　設計方針

以下の設計方針でドレーン対策工を設計する。

・Ｌ－１レベルで盛土構造物が安定となるよう対策工を設計する。

・設計手法は、「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）」の簡易法[1]に準ずる。

2)　設計条件

地盤条件、盛土構造物の諸元については、「5.2.1 盛土モデルの検討」で設定した条件に基づく。地震動条件として、ドレーンピッチの算定ではＬ－１レベルの地震動を用いたが、安定性の検討では以下に示す「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）」の簡易法での条件を用いた。

・設計水平震度は、0.15とする。

・すべり円弧は盛土の天端部分を通るとする。また、盛土内では鉛直クラックが生じるとする。

なお、ドレーン材は砕石とする。

3)　グラベルドレーンの諸元設定

①　改良深度、配置

上部砂層部を改良対象とする。また、その配置は、盛土の下部およびその側方部とし、グラベルパイルの上端と接する形でグラベルマットを配置する。

②　ドレーン材の選定

豊浦砂の粒径と砕石のフィルター効果を考慮して、砕石７号を選定する。なお、透水係数は5.0cm/secとする。

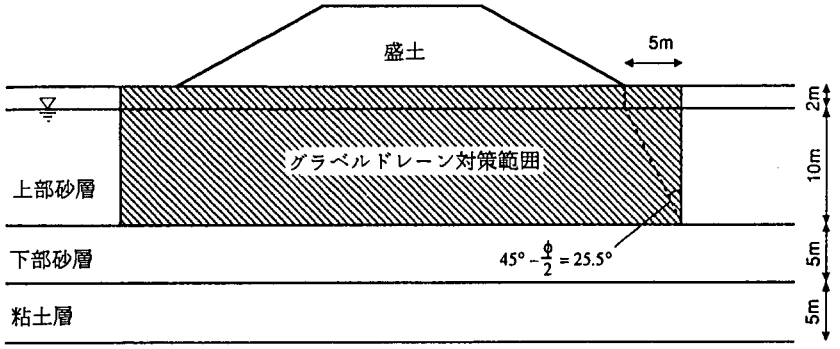
③　改良範囲の設定

盛土の安定を確保するうえで必要な最小改良範囲を簡易法により算定し、さらに最小改良範囲が周辺地盤の液状化により影響を受けないよう余裕幅を持たせることとした。

すなわち、最小改良範囲については、ドレーンによる対策を行った地盤の過剰間隙水圧比と改良範囲を仮定し、円弧すべり安全率が基準値を満足する過剰間隙水圧比と改良範囲の組を求め、その組の中から最も合理的かつ経済的なものを選定する。今回の簡易計算では、過剰間隙水圧比は 0.5で、最

小改良範囲は盛土のり尻より0.0mの最小値をとる結果となった。なお、この時の円弧すべり安全率は1.20であり、基準値（1.0）に対して余裕があるが、許容過剰間隙水圧比を0.5程度とするのが一般的であることから、この値を採用する。

余裕幅については、改良地盤内の主働崩壊線を考慮し設定した。なお、主働崩壊角の算定には本来改良地盤の内部摩擦角を用いるべきであるがここでは、原地盤の内部摩擦角を用いた。改良範囲を図－5.2.26に示す。



図－5.2.26　グラベルドレーンの改良範囲

④　グラベルドレーンの杭径と打設ピッチ

杭径は、標準的な40cmとする。打設ピッチは、田中らの方法[2)]に基づき、最大過剰間隙水圧比が0.5となるように算定する。その結果、打設ピッチは1.0mとなる。算定結果を表－5.2.19に示す。

豊浦砂の体積圧縮係数および透水係数は、一般的な設計値を用いた。地震時せん断応力比は、Ｌ－１レベル加振時の１次元動的応答解析結果より、上部砂層下端での値として算定した。等価繰返し回数および地震動継続時間はＬ－１レベルの入力波形より算定した。

表－5.2.19　打設ピッチの算定表

設　計　定　数

体積圧縮係数：ｍｖ	3.00Ｅ－03　㎠/kgf
地盤の透水係数：ｋｓ	1.00Ｅ－02　cm/sec
ドレーンの透水係数：ｋｗ	5.00Ｅ＋00　cm/sec
有効円直径：Ｄｅ	113　cm
ドレーン直径：Ｄｗ	40　cm
ドレーン長：Ｈ	12　m
杭径比：ｎ＝Ｄｅ／Ｄｗ	2.825
ｆ（ｎ）	0.47
グラベルドレーンのピッチ	1.00　m
ウェルレジスタンス係数：Ｒ	0.73
消散速度の補正係数：Ｃａ	2.62

注：ピッチは過剰間隙水圧比が 0.5となるように設定。
ドレーン有効円上の水圧比深度方向に三角形分布と仮定。
地震時最大せん断応力比は、ＳＡＤＡＰのレベル１の結果。
等価繰返し回数、地震動継続時間はレベル１の波形より算定。

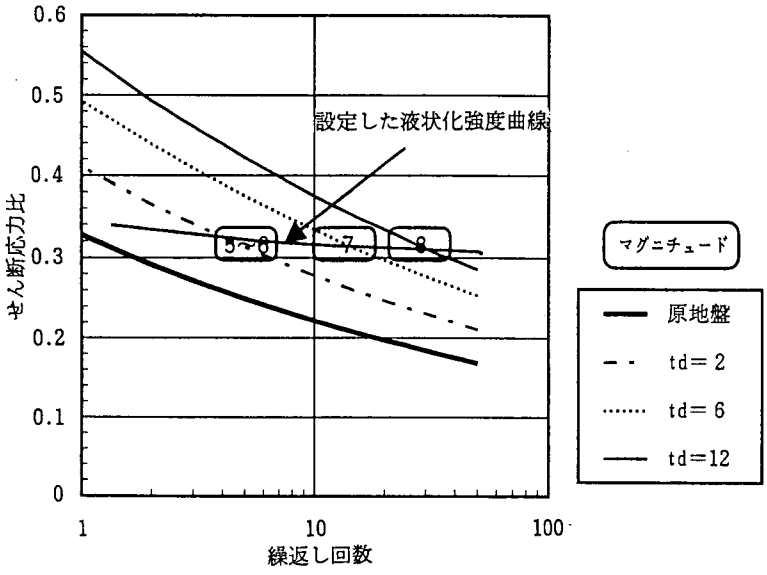
最大過剰間隙水圧比の算定

No.	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化安全率 FL	繰返し回数 Nℓ	等価繰返し回数 Neq	地震動継続時間 td	繰返し回数比 Neq/Nℓ	最大間隙水圧比 (Umax/σ'v)avg	時間係数 Td
1	0.197	0.254	0.78	4.49	33.9	9.66	7.56	0.46	80.5

(3) 解析モデル・解析条件の設定

1) 改良地盤部の変形解析用パラメータ

改良効果を等方、初期せん断なしの状態での液状化強度（以下では単に液状化強度という）を割増すことにより表現する。設計したグラベルドレーンの諸元を用い、地震時せん断応力比、等価繰返し回数および地震動継続時間の3つをパラメータとして田中らの方法[2]により一様地盤の液状化強度曲線を求める。なお、この場合の液状化の判定基準は最大過剰間隙水圧比が 1.0となることとした。地震動継続時間を一定として得られた繰返し回数～せん断応力比関係を3つの地震動継続時間に対して図－5.2.27に示す。



図－5.2.27 地震動継続時間を一定とした場合の改良地盤の液状化強度

図には原地盤の液状化強度曲線も示している。これら3つの地震動継続時間に対し、1本の液状化強度曲線を描くため地震ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ～等価繰返し回数関係（Seed[3]）、地震ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ～地震動継続時間関係（吉見[4]）を用いる。地震ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞを介して各地震動継続時間に対応する等価繰返し回数のおよその範囲をﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞで液状化強度曲線上に示した。これらの範囲を結んだ線をドレーン工法により改良された一様地盤の液状化強度曲線とする。

次に、一様地盤の液状化強度曲線を表現できるよう変形解析用パラメータを設定する。変形解析では、液状化強度曲線を次式[5]で定義している。

$$R_d = \left(\frac{7.5}{\{N^{C1} \cdot \exp(C5 \cdot D_r + C6)\}} \right)^{\frac{1}{C2}} \quad \cdots\cdots (5.2.12)$$

ここに、R_d：せん断応力比

N：繰返し回数

D_r：相対密度

C1～C6：回帰パラメータ

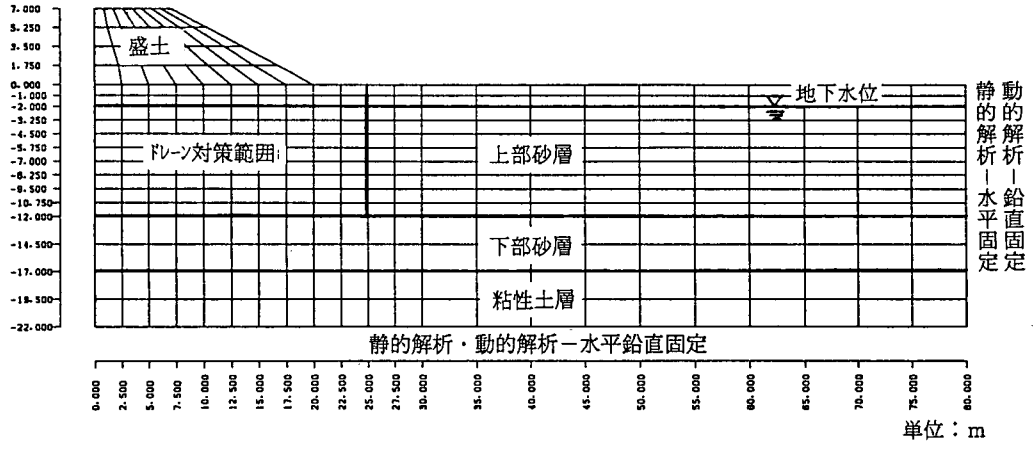
これらの回帰パラメータのうち、ここでは動的せん断応力比に関するﾊﾟﾗﾒｰﾀ C1と繰返し回数に関するパラメータC2を調整し、一様地盤の液状化強度曲線を表現する。この結果、それぞれ0.05、1.4となる。

その他、相対密度、せん断弾性係数などのパラメータは、グラベルドレーンの置換率が12.5%程度であることを考慮して、豊浦砂の設定値をそのまま用いるものとする。

2) 解析条件

静的応力解析および動的応力解析の解析モデルを図－5.2.28に示す。図には、ドレーンの対策範囲を示しているが、静的応力解析および動的応力解析においてドレーン対策部のパラメータには、上部砂層と同じパラメータを用いることとする。したがって、静的応力解析および動的応力解析とも無対策時の結果をそのまま用いることとする。

変形解析では、改良範囲の液状化強度曲線のパラメータに1)で設定した値を用いる。その他の解析条件は、無対策時と同様である。

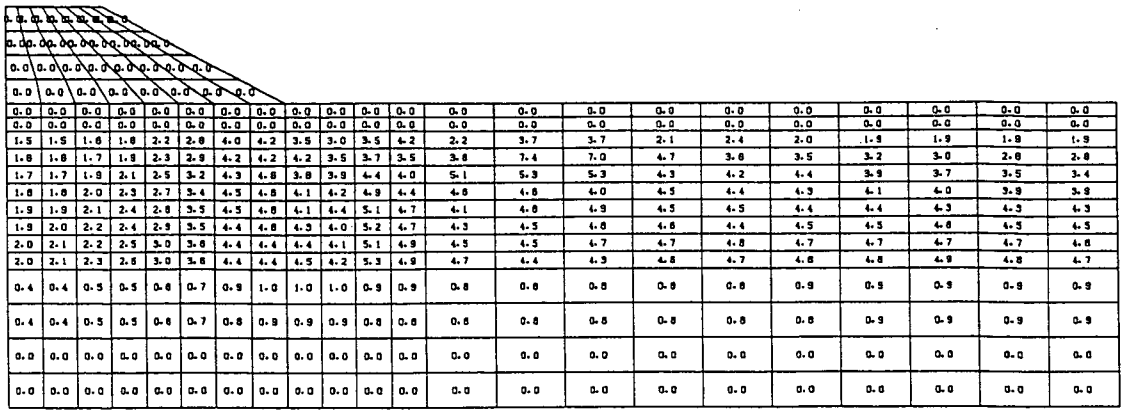


図－5.2.28 解析モデル

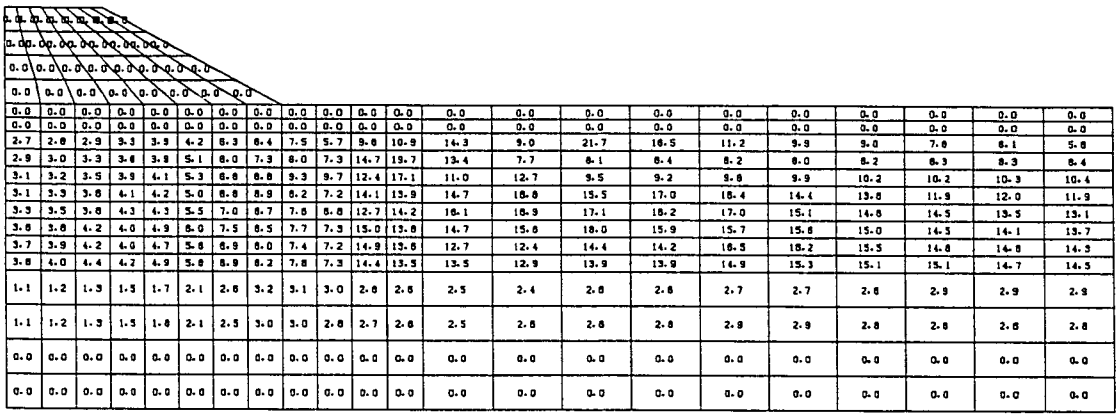
(4) 解析結果

静的応力解析および動的応力解析の結果は無対策時の解析と同様の結果となるため、ここでは変形解析の結果のみを示す。Ｌ－１レベルおよびＬ－２レベル加振時の基準ひずみの値を図－5.2.29(a), (b)に示す。改良範囲に着目し、無対策時の解析結果（図－5.2.13）と比較すると以下のことがわかる。

- Ｌ－１レベル加振時の場合、対策範囲のうち盛土のり尻付近では基準ひずみの値が小さくなっているが、盛土直下では基準ひずみの値はほとんど変わらない。
- Ｌ－２レベル加振時の場合、対策範囲の全域で基準ひずみの値が小さくなっている。特に盛土のり尻付近では基準ひずみの値が小さくなっている
- 基準ひずみの値は、無対策時の値と比較してＬ－１レベル加振時で最大65%程度、Ｌ－２レベルで最大40%程度の値となっており、Ｌ－２レベル加振時の方が基準ひずみの減少量が大きい。なお、比較



(a)　L－1 レベル加振時



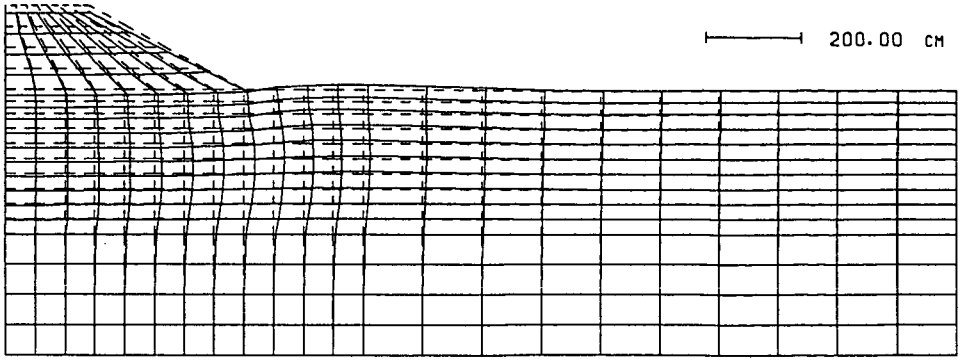
(b)　L－2 レベル加振時

図－5.2.29　基準ひずみ分布

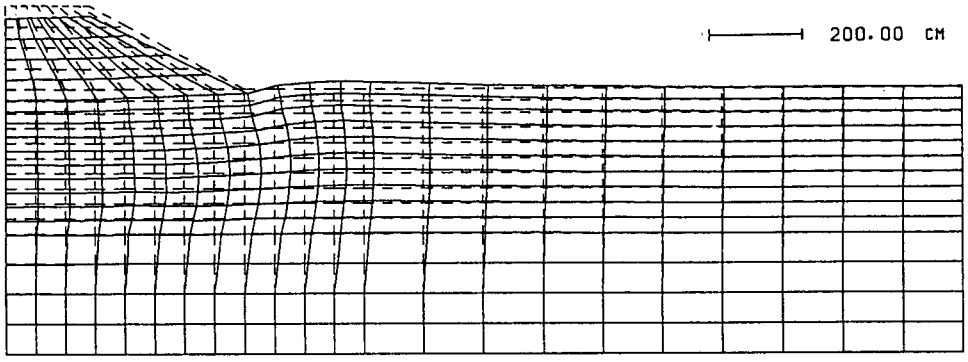
対象の要素はいずれも盛土のり尻付近である。

次に、この基準ひずみの値をもとに計算したL－1レベルおよびL－2レベル加振時の変形図を図－5.2.30(a), (b)に示す。無対策時の解析結果（図－5.2.14）と比較すると以下のことがわかる。

- L－1レベル加振時の場合、盛土中心線上の天端沈下量は16.87cm、盛土中心線上の地表面レベルの沈下量は13.06cmである。沈下量、変形モードとも無対策時と大差ない結果となっており、改良効果が表れていない。
- L－1レベル加振時の場合、基準ひずみの値は無対策時と比較して盛土のり尻付近では小さくなっているものの、盛土直下では変化がなかった。このことより、沈下量に関しては盛土直下の基準ひずみの値の影響が大きいことがわかる。
- L－2レベル加振時の場合、盛土中心線上の天端沈下量は 26.10cm、盛土中心線上の地表面レベルの沈下量は 22.14cmである。無対策時と比較して盛土天端、地表面レベルの沈下量はいずれも 8 cm程度減少しており、盛土体自体の沈下量は変わらないが、基礎地盤の変形が抑えられていることがわかる。
- L－2レベル加振時の場合、変形のモードを無対策時と比較すると、基準ひずみの減少量の多い盛土のり尻付近での変形が抑えられていることがわかる。



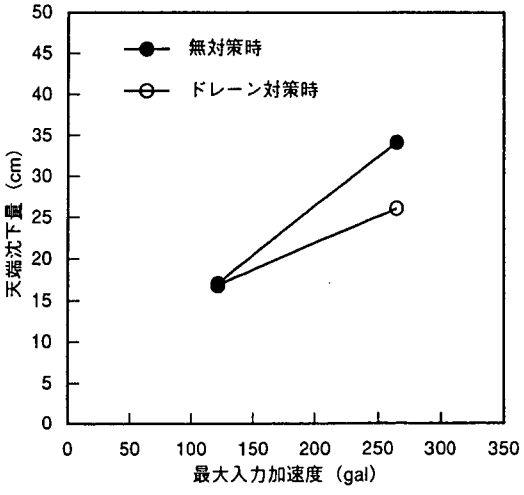
(a)　L－1 レベル加振時



(b)　L－2 レベル加振時

図－5.2.30　変形図

無対策時およびドレーン工法対策時について最大入力加速度と盛土天端沈下量の関係を図－5.2.31に示す。L－1 レベル加振時ではほとんど改良の効果が表れていないにもかかわらず、L－2 レベル加振時では改良により沈下量は約25%低減されている。この結果は、L－2 レベル加振時の方がL－1 レベル加振時よりも、無対策時に対する基準ひずみの減少量が大きいことから説明できる。



図－5.2.31　最大入力加速度と盛土天端沈下量の関係

(4)　まとめ

ドレーン工法対策範囲を解析モデル上一様地盤とみなし変形解析を実施した。解析パラメータとして変形解析中の液状化強度をドレーンの排水効果を考慮した形で設定した。しかし、無対策時の結果と比較した場合L－2 レベル加振時には改良の効果がみられたものの、L－1 レベル加振時ではほとんど天端沈下量は低減されなかった。一般にドレーン工法は、設計地震動を超えるような加振条件のもとでは締固め工法と

比較してねばり強さに欠け、改良効果が少ない[6]といわれているが、今回の解析結果は逆の傾向を示している。この原因として、一様地盤に対して設定した液状化強度曲線の形状の問題が考えられる。今後、この液状化強度曲線の設定すなわち基準ひずみの算定式における回帰パラメータの設定値についてさらに検討する必要があると思われる。

（間　組）

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか；耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６），1992

2) 田中幸久；グラベルパイルによる改良地盤内への過剰間隙水圧，体積変化量の計算方法，土木学会論文集，第388号，Ⅲ-8，1987

3) Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I. ; Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, J. GE, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482, 1983

4) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. ; Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes , Proc. International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters, pp. 643-655, 1980

5) 山根行弘，島津多賀夫，古関潤一，古賀泰之；初期拘束応力状態及びせん断応力を変えた飽和砂の永久変形特性，土木学会年次学術講演会，Vol. 47，pp. 216-217，1992

6) 吉見吉昭；「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準，土と基礎，Vol. 38，No. 6，pp. 33－37，1990

5.2.5　特殊石灰パイル工法対策時の解析

(1)　対策効果の取扱い方法

特殊石灰パイル工法は、パイル中に含まれる特殊石灰の吸水膨張により、パイル間のゆるい砂地盤を静的に締固める、すなわち地盤の密度及び土圧が増加するとともに、パイル自体もポゾラン反応によって硬化し複合地盤としての液状化強度をさらに高める特徴を持っている。

そこで特殊石灰パイル工法対策時の効果を解析に反映させる方法として以下の3つが考えられる。

①　改良部の全要素をパイル間地盤とし、密度増加、拘束圧増大を考慮する。

②　改良部をパイル部分とパイル間地盤に分けてモデル化し、パイル部分についてはせん断強度の増加も考慮する。

③　改良部をパイル本体とパイル間地盤の均質な地盤として物性値を平均し、液状化強度曲線については新たに設定する。

ここでは①のパイル間地盤を対象とする方法を用いた。4.3.6 で述べたように特殊石灰パイル工法対策時の改良後N値は、土圧増加に伴うN値増加量と密度増加に伴うN値増加量を加味したものであるが、ここではN値増加量がすべて密度増加に伴うものとして相対密度を計算し、物性値、液状化強度を表現して解析を行い、無対策のケースと比較した。

(2)　対策工の設計

1)　設計方針

4.3.6に述べた設計法に基づき、L1レベルに対して設計検討を行った。また特殊石灰パイル工法では固くなったパイルが、すべりに対して十分抵抗するものとし、すべり安定計算は実施しなかった。

2)　設計計算

①　液状化安全率の検討、改良深さの決定

L1レベルの一次元応答解析結果を用いて行った液状化安全率の計算結果を表－5.2.20に示す。

表－5.2.20　改良前N値による液状化安全率の算定

深度 (m)	N値	Dr (%)	α／g	R	L	FL
2	3	60	0.165	0.197	0.162	1.216
7	4	60	0.150	0.197	0.244	0.808
12	5	60	0.128	0.197	0.255	0.771
12	32	80	0.128	0.413	0.255	1.620
17	40	80	0.113	0.413	0.251	1.648

上部砂層で安全率が1を下回ったので上部砂層12mを改良対象とする。

②　置換率の決定

改良前N値と改良後N値の関係を図－5.2.32に示す。なお改良後のN値は、次式で表される。

$$N' = N_0 + \Delta N_1 + \Delta N_2 \cdots\cdots\cdots (5.2.13)$$

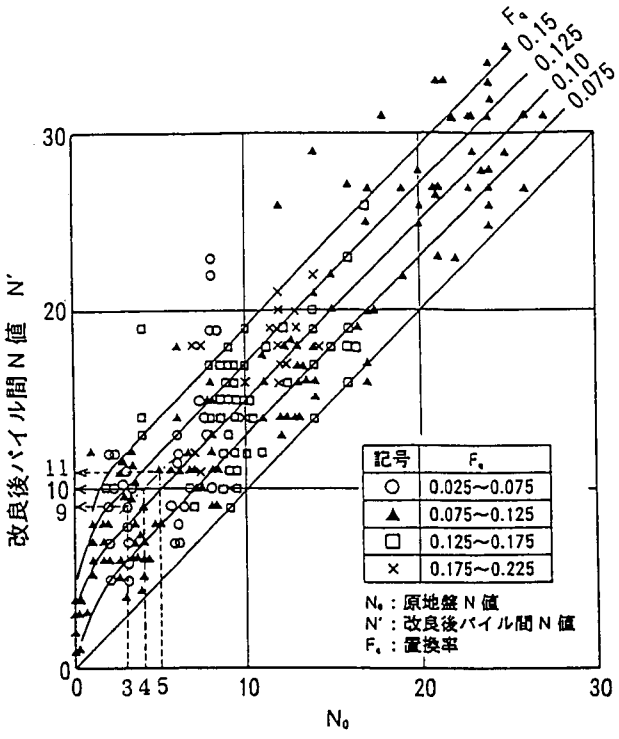
ここに　N'：改良後N値

N_0：改良前N値

ΔN_1：密度増加に伴うN値増加量

ΔN_2：土圧増加に伴うN値増加量

本解析では、便宜的に$\Delta N_2 = 0$として、N値の増加がすべて密度増加によるものとして解析条件の設定を行った。具体的には、置換率F_sを設定し、改良後N値による液状化安全率を算出して、いずれの深度においても液状化安全率が1を上回るようにF_sを定める。置換率F_s＝0.115 として計算した結果を表－5.2.21に示す。



図－5.2.32　改良前N値と改良後N値の関係

表－5.2.21　改良後N値による液状化安全率の算定

深度 (m)	N値	Dr (%)	α／g	R	L	FL
2	9	69	0.165	0.314	0.162	1.938
7	10	69	0.150	0.283	0.244	1.160
12	11	69	0.128	0.264	0.255	1.035
12	32	80	0.128	0.413	0.255	1.620
17	40	80	0.113	0.413	0.251	1.648

上部砂層の液状化安全率が1に達したので、パイル置換率F_s＝0.115とする。

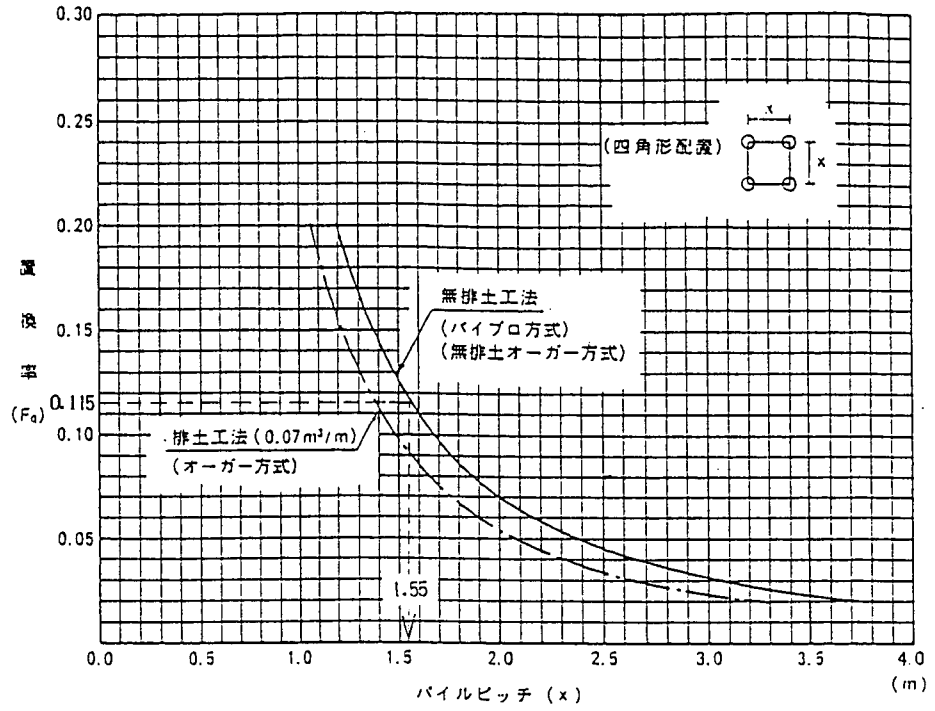
③　パイルピッチの決定

改良対象地盤のN値が5以下なので、無排土工法を採用する。

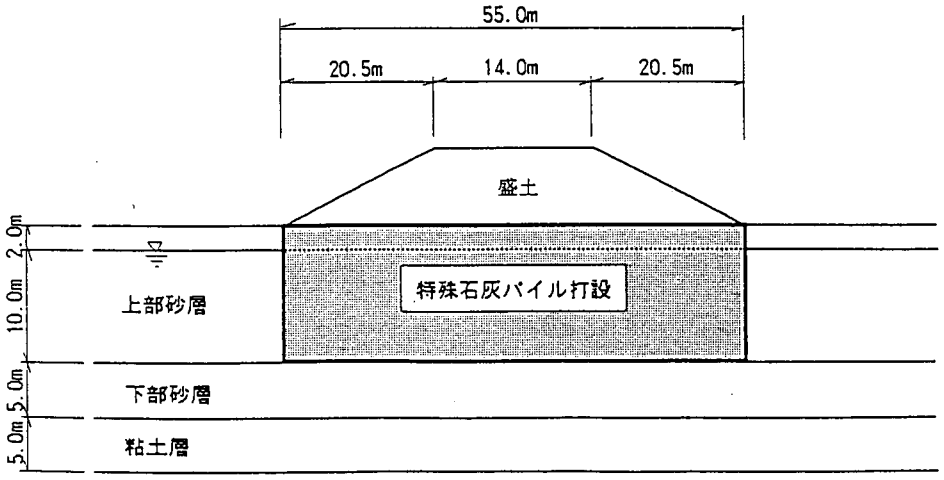
膨張後のパイル径を60cm（膨張率1.2倍）、正方形配置とすると、打設ピッチはピッチノモグラフから1.55mとなる。正方形配置のピッチノモグラフを図－5.2.23に示す。

3)　改良範囲の設定

改良範囲は盛土直下の上部砂層とし、余裕幅については今後の課題として考慮しなかった。改良範囲を図－5.2.34に示す。



図－5.2.33　ピッチノモグラフ



図－5.2.34　改良範囲

(3) 解析モデル・解析条件の設定

1) 解析ケース

冒頭で述べたように、対策時の解析は改良後のN値増加をすべて密度増加によるものとして相対密度を求め、物性値の計算、液状化強度の設定に用いた。以下、対策時のケースをＣＡＳＥ１、無対策のケースをＣＡＳＥ０とする。解析ケースを表－5.2.22に示す。

表－5.2.22 解析ケース

	相対密度 Dr(%)	液状化強度 R120	備考
ＣＡＳＥ０	60	0.197	無対策
ＣＡＳＥ１	69	0.274	密度増加のみ

2) 解析モデル・物性値

解析モデルについては、無対策の場合と同一とし、改良部及び改良部直下の物性値のみ改良後N値から求めた相対密度を新たに設定した。計算方法は無対策時の計算方法に拠った。改良後の地盤の基本的な物性及び材料物性値を表－5.2.23～5.2.24に示す。相対密度計算の根拠となるR_{120}は深度７ｍと12ｍの平均液状化強度をとり、0.274 とした。

表－5.2.23 改良後の地盤の基本的な物性

層	上部砂層		下部砂層	粘性土層
	地下水位以上	地下水位以下		
深度(m)	0～2	2～12	12～17	17～20
相対密度(%)	69	69	80	
湿潤密度(t/m3)	1.834	1.948	1.971	1.800
乾燥密度(t/m3)	1.528	1.528	1.565	
間隙比	0.725	0.725	0.684	
粘着力(tf/m²)	0.0	0.0	0.0	10.0
内部摩擦角(°)	41.0	41.0	43.0	0.0

表－5.2.24 改良後の材料物性値

	α1	n1	σv'	K0	σm'	G0	Gi
盛土	2386	0.4	6.650	0.5	4.988	4538	2269
上部砂層（地下水位以上）	4337	0.4	1.834	0.5	1.376	4927	2463
上部砂層（地下水位以上）	4337	0.4	8.408	0.5	6.306	9059	4530
下部砂層	4698	0.4	15.576	0.5	11.682	12558	6279
粘性土層	2070	0.4	20.003	0.5	15.002	6116	3058

3) 液状化強度

変形解析では、等方圧密、初期せん断応力なしとした場合の液状化強度曲線を次式で定義している。

$$R_d = \left[7.5 / \left\{N^b \cdot \exp\left(c D_r + d\right)\right\}\right]^{1/a} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5.2.14)$$

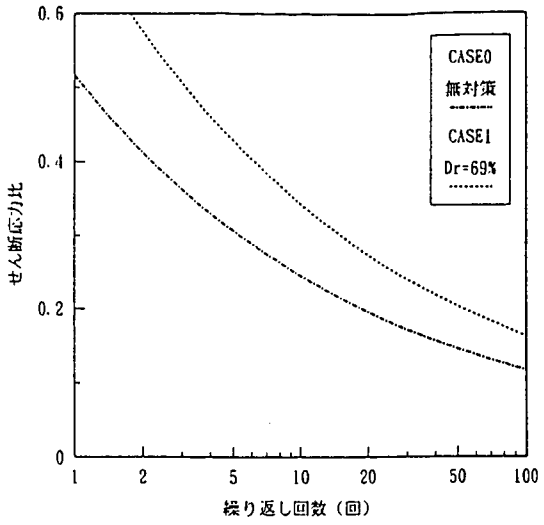
ここに、 R_d：せん断応力比

N：繰り返し回数

D_r：相対密度

a～d：回帰パラメータ

ここでは、パイル間地盤を対象としているため無対策時と同じ豊浦砂の係数を用い、改良部のみ相対密度を69%として定義するものとする。無対策時と対策時の液状化強度曲線を図－5.2.35に示す。



図－5.2.35 液状化強度曲線

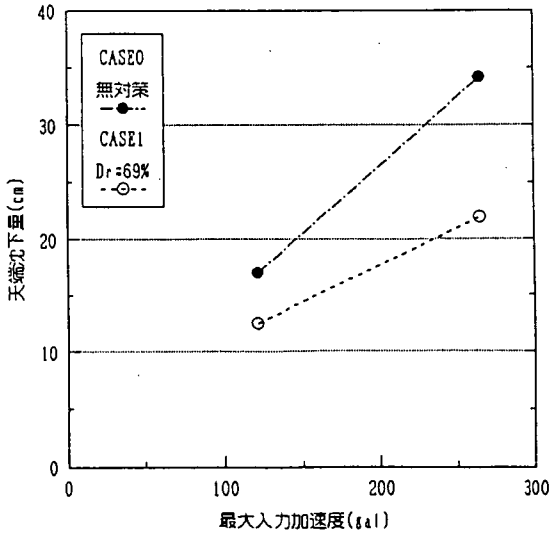
(4) 解析結果

静的解析、動的解析の結果については、ＣＡＳＥ０とＣＡＳＥ１でほとんど差がみられなかったので、

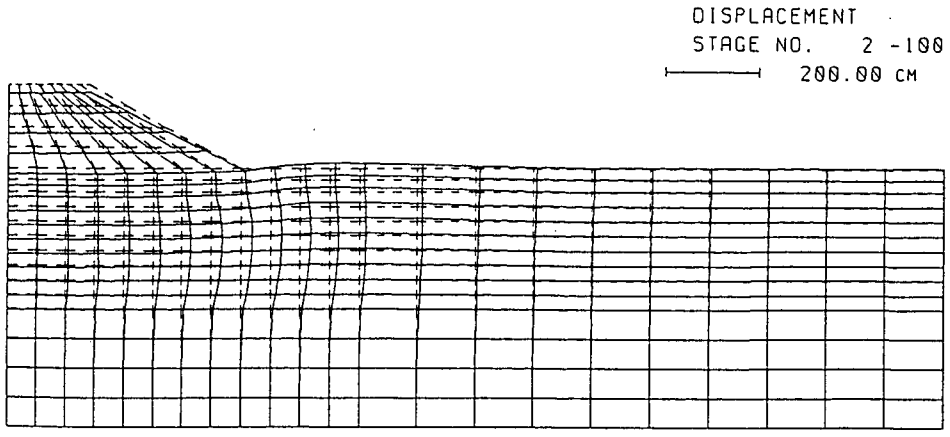
表－5.2.25 解析ケースと盛土天端沈下量

解析ケース	対策		Ｌ１ (cm)	Ｌ２ (cm)	沈下量比 L2/L1
	改良部物性値	液状化強度			
ＣＡＳＥ０	無対策	無対策	17.1	34.2	2.00
ＣＡＳＥ１	密度増加	密度増加	12.6	22.0	1.75

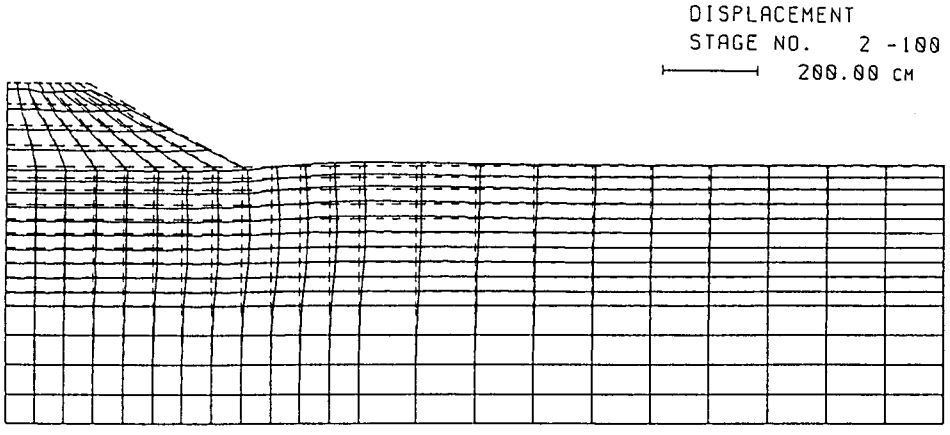
永久変形解析結果についてのみ述べる。ＣＡＳＥ０とＣＡＳＥ１のＬ１レベルの変形図を図－5.2.37～5.2.38に、Ｌ２レベルの変形図を図－5.2.39～5.2.40に示す。但し、変位のスケールは図面上のスケールの４倍としている。ＣＡＳＥ１では、Ｌ１、Ｌ２ともに盛土直下改良部における変形の減少が著しく、特に水平変位において顕著である。改良部外側、すなわち法尻右側の水平方向の変形は、Ｌ１レベルに対してはかなり抑えられているが、Ｌ２レベルでは依然大きな変形を示しており、改良範囲に対する余裕幅の必要性を物語っている。ＣＡＳＥ１のＬ１レベルの変形では、盛土内でやや大きな変形がみられ、結果的に盛土天端外寄



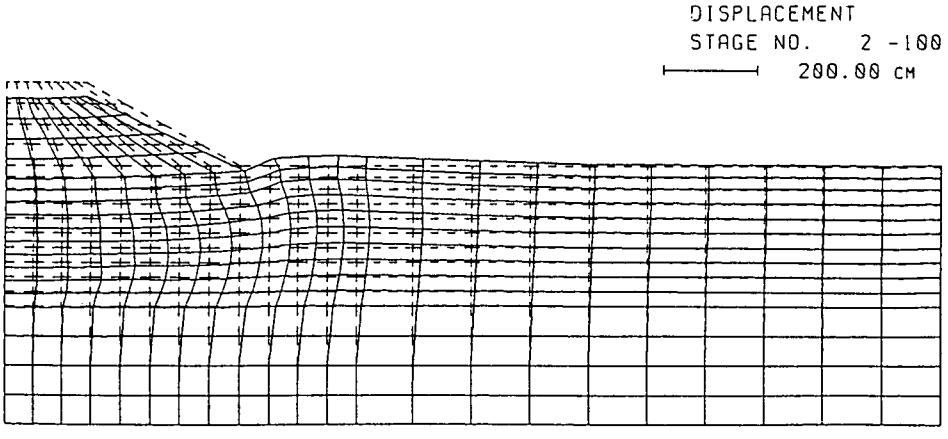
図－5.2.36 最大入力加速度と盛土天端沈下量



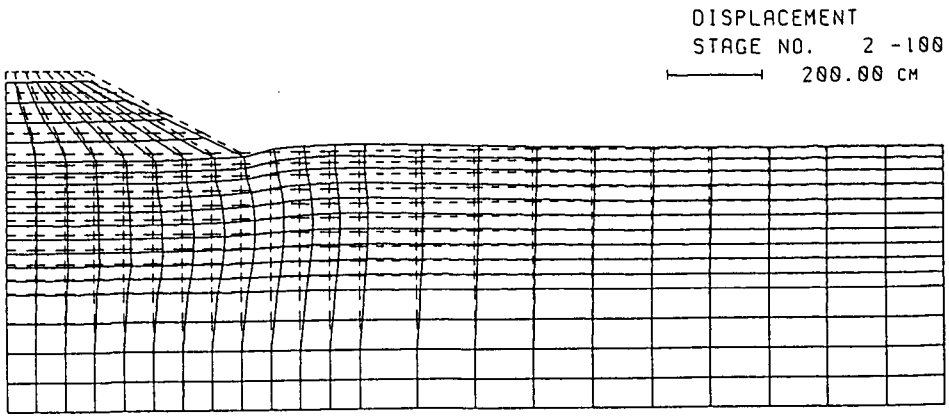
図－5.2.37　ＣＡＳＥ０変形図（Ｌ１）



図－5.2.38　ＣＡＳＥ１変形図（Ｌ１）



図－5.2.39　ＣＡＳＥ０変形図（Ｌ２）



図－5.2.40　ＣＡＳＥ１変形図（Ｌ２）

りの部分で、やや沈下量が大きくなっている。この現象は同じＣＡＳＥ１でもＬ２レベルではみられない。これは、Ｌ１レベルの加振に対して改良部の変形を相当に抑えているため、盛土内のある部分に応力が集中し、結果として変形が大きくなるものと考えられる。ＣＡＳＥ１のＬ１レベル以外の変形図を見てみると、上部砂層の改良相当部分で水平方向に大きく弓状に変形しているのに対し、ＣＡＳＥ１のＬ１レベルの変形図では、盛土との境界部分から下方へほぼ直線的に水平変位が生じており、このことを裏付けている。ＣＡＳＥ０及びＣＡＳＥ１の加振レベルと盛土天端中心沈下量を表－5.2.25，図－5.2.36に示す。対策を施したＣＡＳＥ１では、パイルの硬化によるせん断強度の増加を考慮していないにもかかわらず、無対策の場合に比べてかなり沈下量が小さくなっており、改良効果が現れている。

(5)　まとめ

今回、特殊石灰パイルの設計法が従来の密度増加のみの考え方から密度増加とともに土圧の増加を取り入れる設計法に代わった（4.3.6参照）。すなわち、新設計法では上記図－5.2.32の改良前Ｎ値と改良後Ｎ値の関係から密度増加、土圧増加によるＮ値増加量ΔＮを求め、さらに改良前Ｎ値N_0と土圧係数増分ΔＫから土圧増加に伴うＮ値増加量ΔN_2を算出して、最終的に密度増加に伴うＮ値増加量ΔN_1を計算し、相対密度を求める。しかしここに述べた解析条件の設定では、Ｎ値増加がすべて密度増加によるものとしており、初期応力状態、液状化強度曲線などで十分な表現がなされていないといえる。この点がパイル間地盤を対象とした解析方法の来年以降の課題である。

また今回行った解析の対象は新設盛土構造物ということで、盛土直下の上部砂層を全面改良したが、盛土外側のみの改良でもある程度変形を抑えられることが考えられる。今後の既設構造物への適用も含め、改良範囲についても未だ研究の余地がある。

冒頭で述べた３つの解析方法の内、ここでは①の方法で解析を行った。残る２つの方法についても今後実施を検討する必要があるが、②の方法についてはモデル化が困難な上、作業が煩雑になるため、実際の設計には適用し難いと考えられる。そこでパイルのせん断強度を解析に取り入れるには、③の複合地盤の考え方により、解析条件を設定する必要がある。これについても来年以降の課題としたい。

（戸田建設）

5.2.6　鋼材を用いた対策時の検討

(1)　解析条件

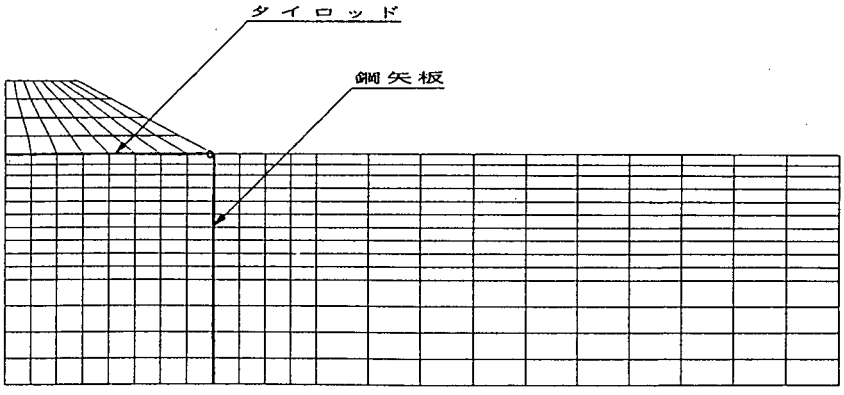
解析に用いた土の物性値、地震波、要素分割等は無対策時と同じものを用いた。

鋼矢板による盛土耐震対策法はいくつか考えられるが、第一段階として鋼矢板を盛土法尻に打設した場合について表－5.2.26に示す4ケースの検討を行った。

表－5.2.26　各検討ケースの対策工の内容

CASE 1	鋼矢板IV_A型（ℓ＝22m）を盛土両法尻に打設した場合
CASE 2	鋼矢板VI_L型（ℓ＝22m）を盛土両法尻に打設した場合
CASE 3	盛土両法尻に打設した鋼矢板IV_A型（ℓ＝22m）の頭部をタイロッドで締結した場合
CASE 4	盛土両法尻に打設した鋼管矢板φ1100*t14（ℓ＝22m）の頭部をタイロッドで締結した場合

鋼材は梁要素としてモデル化し、鋼矢板（鋼管矢板）の変形を土の変形に追随させるために、鋼矢板の軸方向剛性は微小なものとした。図－5.2.41に解析モデルの要素図を示す。また、鋼材と土要素の間にジョイント要素は考慮していない。各ケースの使用鋼材の断面諸量を表－5.2.27に示す。



図－5.2.41　鋼材による対策工のモデル化（タイロッドのある場合）

表－5.2.27　使用鋼材の断面諸量

	使用鋼材	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ	ﾀｲﾛｯﾄﾞの断面積
CASE 1	SP－IV_A	41600 cm^4/m	――
CASE 2	SP－VI_L	86000 cm^4/m	――
CASE 3	SP－IV_A ＋ﾀｲﾛｯﾄﾞ	41600 cm^4/m	63.6 cm^2/m
CASE 4	φ1100*t14(P-T) ＋ﾀｲﾛｯﾄﾞ	550000 cm^4/m	49.7 cm^2/m

(2)　鋼材を用いた対策工の永久変形解析結果

L1加振後の盛土・鋼矢板の永久変形解析結果、L2加振後の盛土・鋼矢板の永久変形解析結果をそれぞれ表－5.2.28および図－5.2.41、表－5.2.29および図－5.2.42に示す。

表－5.2.28　L１加振後の盛土，鋼矢板の永久変形量

〔cm〕

	天端中央沈下量	天端肩沈下量	法尻沈下量	法尻水平変位量	鋼矢板最大水平変位量
無対策	-18.15	-14.88	- 4.92	8.22	(22.39)
CASE 1	-18.90	-13.41	+ 0.69	9.67	15.87
CASE 2	-19.04	-13.09	+ 0.19	11.01	13.81
CASE 3	-16.06	-10.94	+ 4.20	0.71	13.77
CASE 4	-16.70	- 9.18	+10.30	1.39	6.42

表－5.2.29　L２加振時の盛土，鋼矢板の永久変形量

〔cm〕

	天端中央沈下量	天端肩沈下量	法尻沈下量	法尻水平変位量	鋼矢板最大水平変位量
無対策	-33.34	-26.44	- 8.73	8.77	(42.59)
CASE 1	-33.29	-23.88	- 1.26	12.61	29.63
CASE 2	-32.30	-22.72	- 1.06	15.03	25.48
CASE 3	-27.18	-19.31	+ 2.75	0.90	26.36
CASE 4	-19.10	-10.65	+10.92	1.52	7.88

図－5.2.43は最大加速度と盛土天端中央及び端部の沈下量の関係を示したものである。

全ての場合において対策時は天端肩沈下、法尻沈下が抑制された。逆に、天端中央沈下量については効果が現れない場合もあった。

これは、無対策時は盛土全体が大きく沈下しているのに対し、対策時は鋼矢板付近で盛土沈下が抑止され、鋼矢板付近から盛土中央部に向かって鋼矢板による水平変位の拘束効果が減少し、結果的に沈下抑止の効果が小さくなっていく傾向が現れたためであると考えられる。

L２加振時のCASE４では、鋼材の曲げ剛性を増加したこと、およびタイロッドで鋼管矢板の頭部を締結したことにより沈下抑止効果が盛土全体に及んだことがわかった。

無対策時と対策時の応答加速度には大きな差は見られなかった。

L１加振後の鋼矢板の変形図、L２加振後の鋼矢板の変形図をそれぞれ図－5.2.44、図－5.2.45に示す。これらから、鋼矢板、タイロッドが盛土周辺地盤の側方流動を顕著に抑える効果を示している事が分かる。

鋼矢板、タイロッドの発生応力をそれぞれ表－5.2.30、表－5.2.31に示す。

表－5.2.30　鋼矢板の応力

	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ [tf*m/m]		最大曲げ応力[kgf/cm²]	
	L１	L２	L１	L２
CASE 1	46.4	88.9	2062	3951*
CASE 2	61.7	137.8	1615	3607*
CASE 3	64.1	98.7	2849	4387*
CASE 4	203.5	238.0	2035	2380

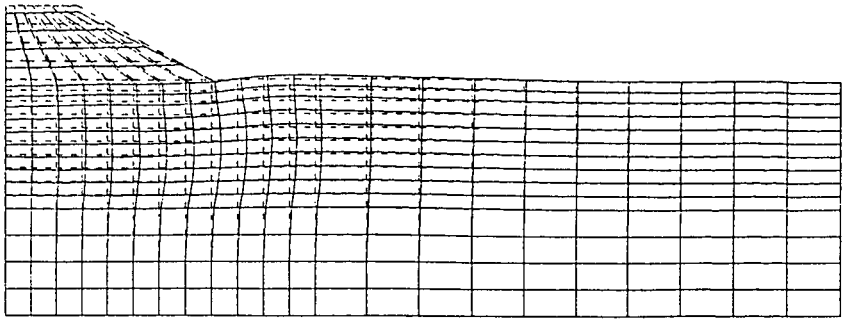
＊：許容応力度を越えているもの。

表－5.2.31　タイロッドの応力

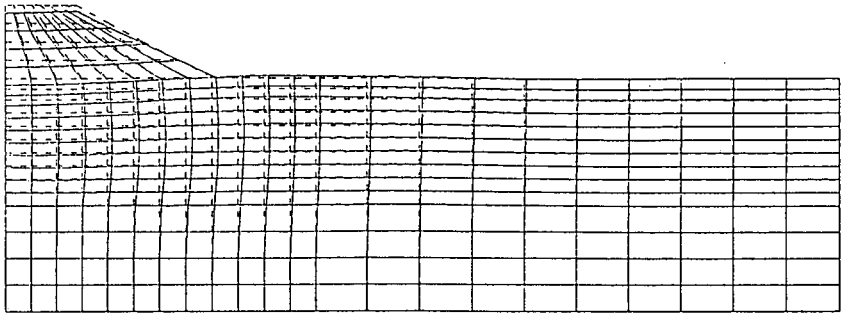
	軸力 [tf*m/m]		応力 [kgf/cm²]	
	L１	L２	L１	L２
CASE 3	47.4	60.4	744	950
CASE 4	72.6	79.6	1461	1601

200.00 cm

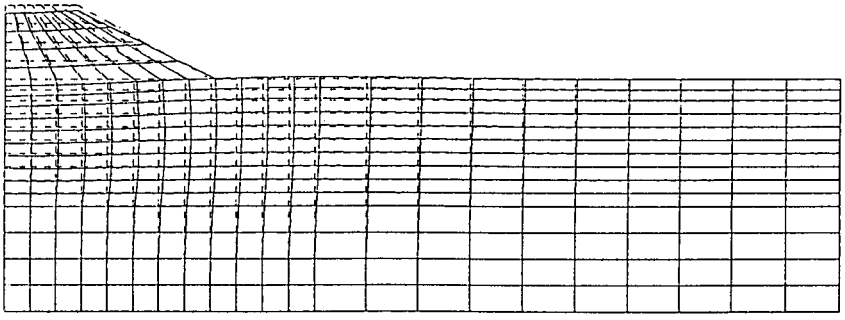
無対策時



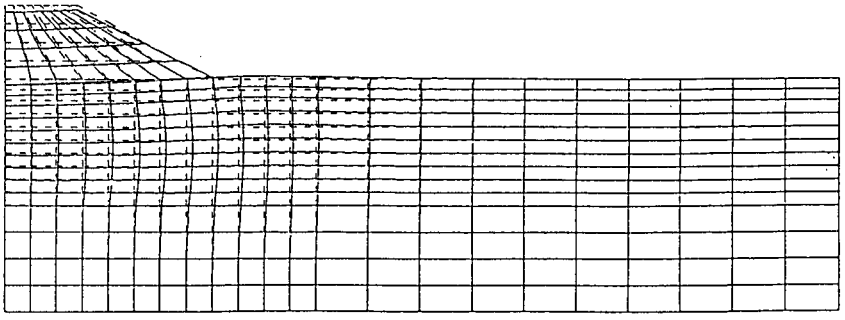
CASE 1



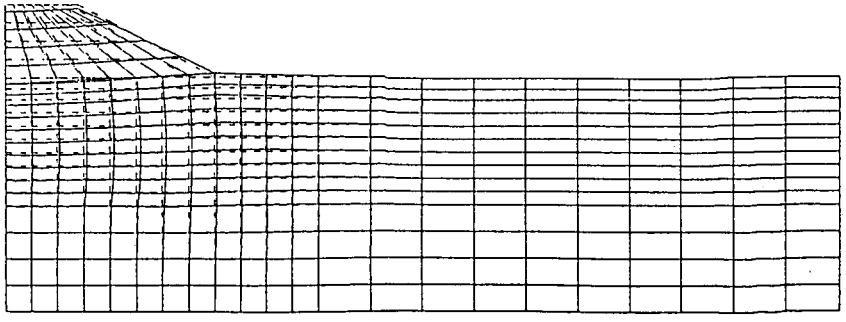
CASE 2



CASE 3



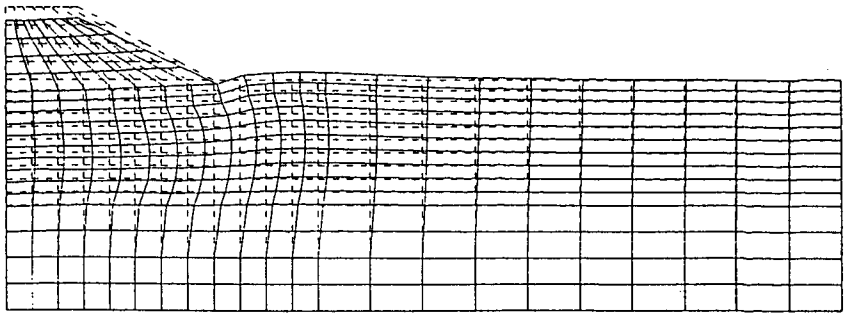
CASE 4



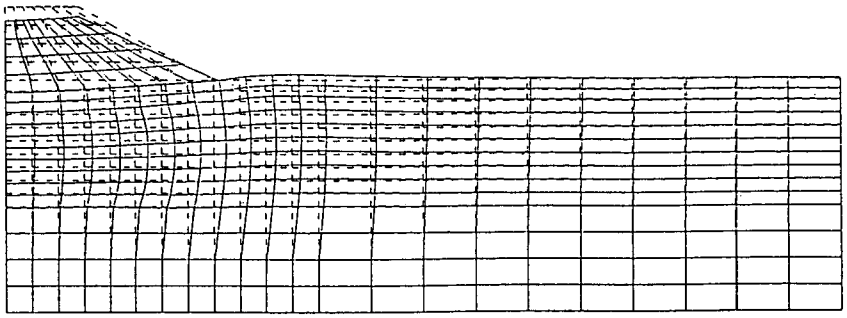
図－5.2.42　Ｌ１加振後の永久変形

200.00 cm

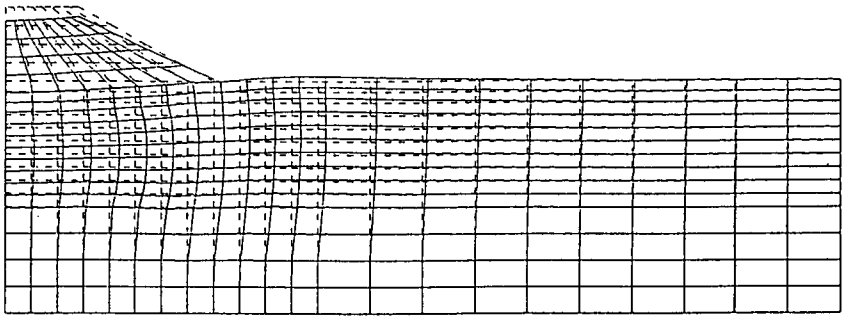
無対策時



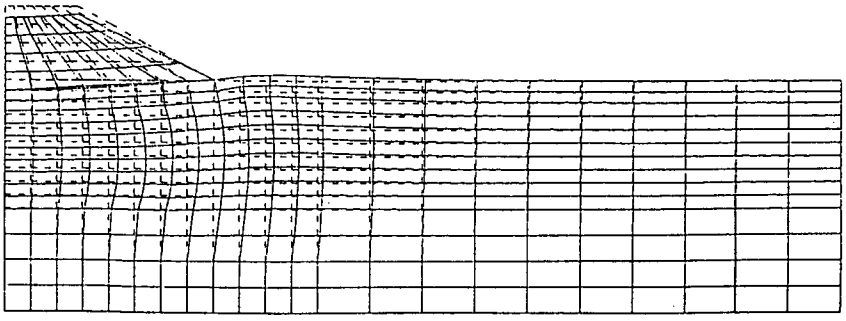
CASE1



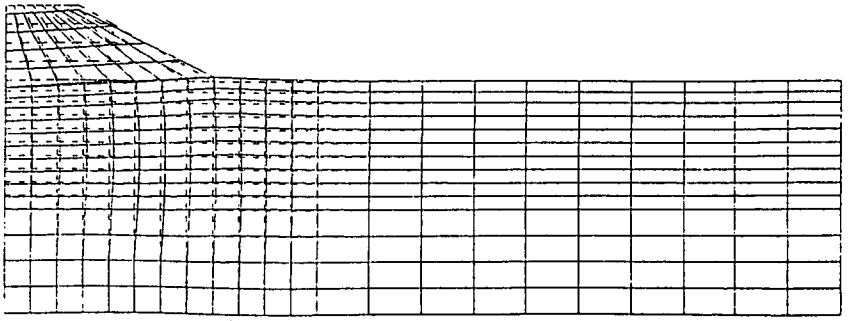
CASE2



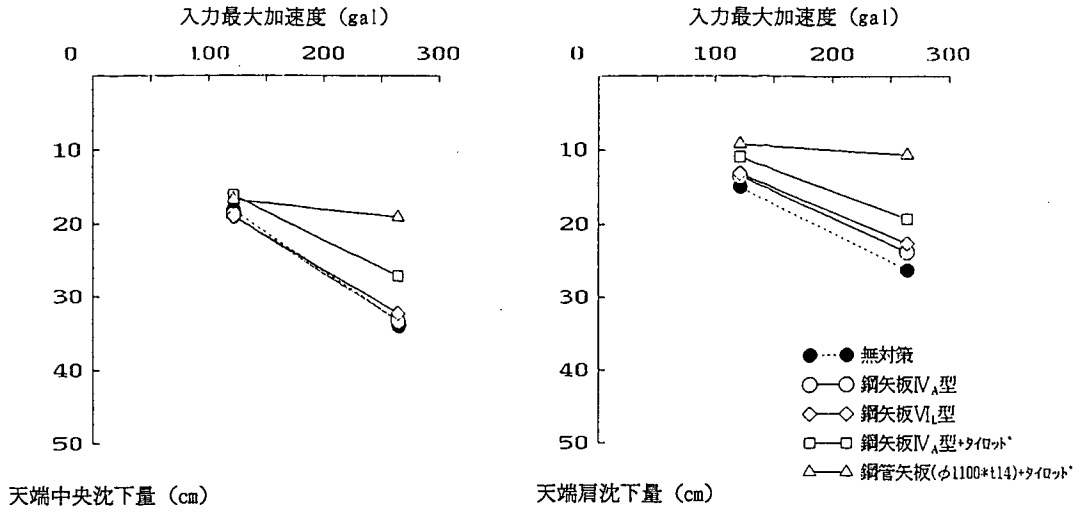
CASE3



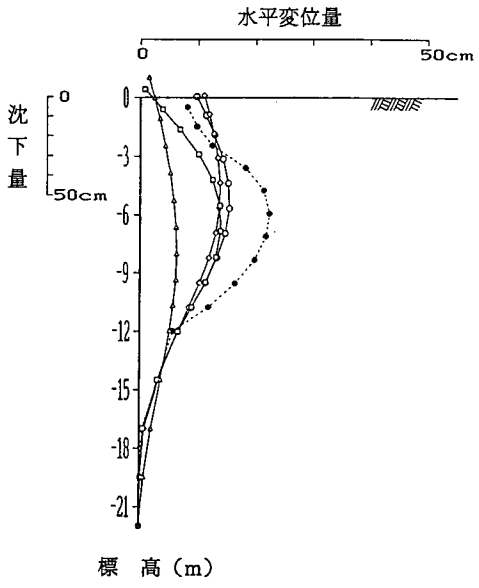
CASE4



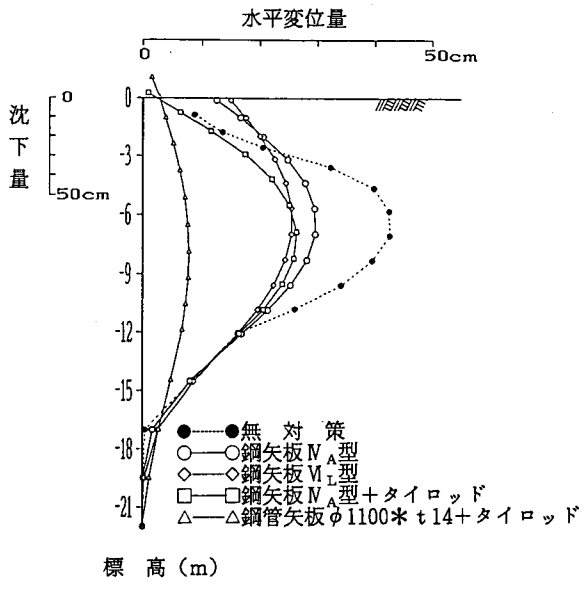
図－5.2.43　Ｌ２加振後の永久変形



図－5.2.44　盛土天端の沈下量



図－5.2.45　Ｌ１加振後の鋼矢板の永久変形



図－5.2.46　Ｌ２加振後の鋼矢板の永久変形

Ｌ２加振に対して、鋼矢板はほとんどが許容応力度を越えており、実際の設計ではより大きな断面性能の鋼材の適用や、塑性設計の導入等の検討が必要となろう。

今回の検討により以下のことが確認された。

(1)　鋼矢板のみを打設する対策工では沈下抑止効果が小さい。

(2)　鋼矢板頭部をタイロッドで締結することにより永久変形を抑止できる。

(3)　十分な沈下抑止効果と大地震に対する鋼材の応力度を考慮すると、鋼矢板では断面性能が不足して、鋼管矢板の適用や、鋼材の塑性設計概念の導入が必要となる。

鋼材による盛土の液状化対策における今後の課題として、以下の項目が挙げられる。

(1)　ジョイント要素の適用による対策効果の確認

(2)　鋼矢板に排水機能を付与した場合の効果の確認

ただし、排水機能を有限要素解析によってモデル化する場合には本来有効応力解析や圧密解析が必要であり、ＳＡＤＡＰの適用限界を検討することも必要となろう。

（新日本製鐵）

5.2.7　ジオテキスタイル対策時の解析

(1)　対策効果の取扱い方法

「4.8.4　永久変形の計算法の検討」で述べた手法に基づきジオテキスタイル工法の効果を評価する。

以下では、ジオテキスタイル工法対策工の諸元を設定した後、対策工を施した盛土構造物の変形解析用物性値を設定する。

(2)　対策工の設計

1)　設計方針

本法は積極的に液状化を防止するのではなく、液状化が生じたときにも盛土・堤防構造物がその機能を損なわないようにするための補助対策工である。また、新設構造物に適用するものである。

2)　設計条件

地盤条件，盛土構造物の諸元については、「5.2.1　盛土モデルの検討」で設定した条件に基づく。地震動条件としては、「5.2.2　無対策時の解析」と同様に、レベル1，レベル2の地震動を用いる。

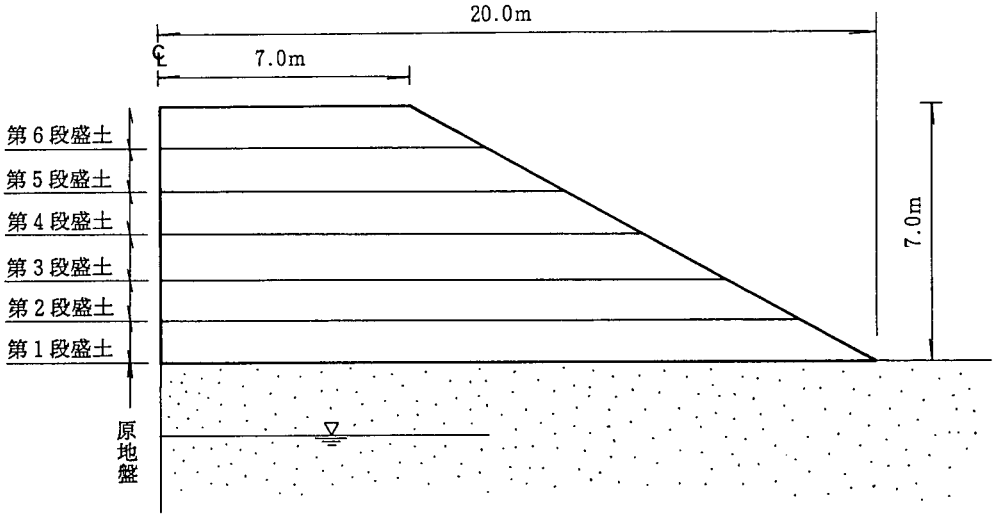
3)　ジオテキスタイルの諸元設定

①　敷設間隔

ジオテキスタイルの敷設は盛土内のみとする。その敷設間隔は、7mの盛土を6等分し、1.17mとした（図－5.2.47参照）。なお、盛土の形式及び原地盤下の地盤条件は、無対策時と同じとする。

②　ジオテキスタイルの材料

ジオテキスタイルの材料は、施工事例の多いジオグリッド（ＳＲ2）を用いる。

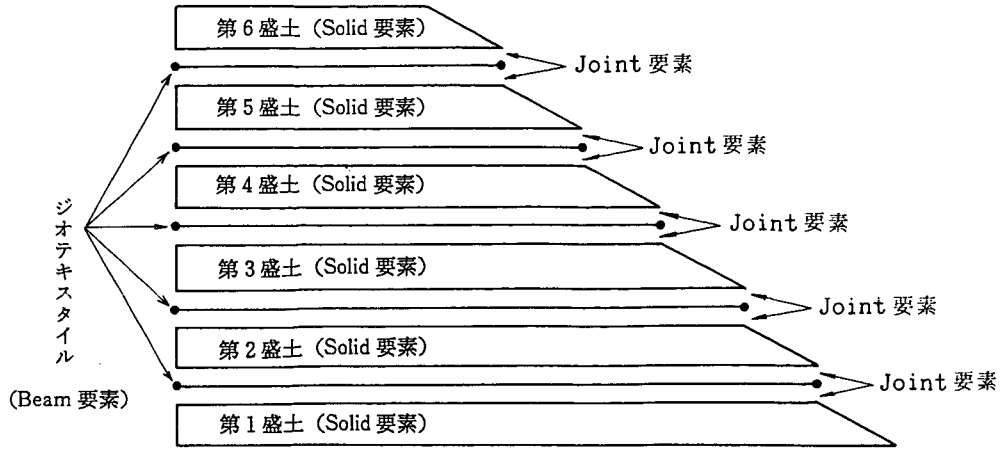


図－5.2.47　ジオテキスタイルの敷設間隔

(3)　解析モデル・解析条件の設定

1)　解析モデル

解析モデルは、図－5.2.48に示すような断面とする。ジオテキスタイルは梁要素でモデル化し、ジオテキスタイルと盛土の間は極端に剛性が異なるためジョイント要素を設けモデル化を行った。



図－5.2.48　解析断面のモデル化

2)　解析パラメータの設定

a)　ジオテキスタイル・・・梁要素

①　E・A=100（tf）

弾性係数 …… E =100.0（tf/m²）

断面積 …… A = 1.0（m²）

②　断面2次モーメント …… I_z = 0.01（m⁴）→引張り材として評価

③　単位体積重量 …… γ_t = 10^{-6}（tf/m³）→十分に小さな値

b)　盛土材とジオテキスタイルの境界面・・・ジョイント要素

①　単位長さ当たりの接線剛性係数 …… k_s = 500.0（tf/m³）→盛土材のEに相当

盛土材のE=7 N≒500tf/m²

②　単位長さ当たりの垂直剛性係数 …… k_n = 10^6（tf/m³）→十分に大きな値

③　ジョイントの粘着力 …… c = 1.0（tf/m²）

④　ジョイントの摩擦角 …… ϕ = 25.0（°）

⑤　残留せん断強度に対応する

単位長さ当たりの接線剛性係数 …… k_{sr} = 5.0（tf/m³）→k_s／100程度

⑥　ジョイントの引張り強度 …… σ_{tf} = 0.0（tf/m²）

⑦　動的解析における

単位長さ当たりの接線剛性係数 …… k_{sd} = 500.0（tf/m³）

⑧　動的解析における　→不明のためk_s, k_n相当とする

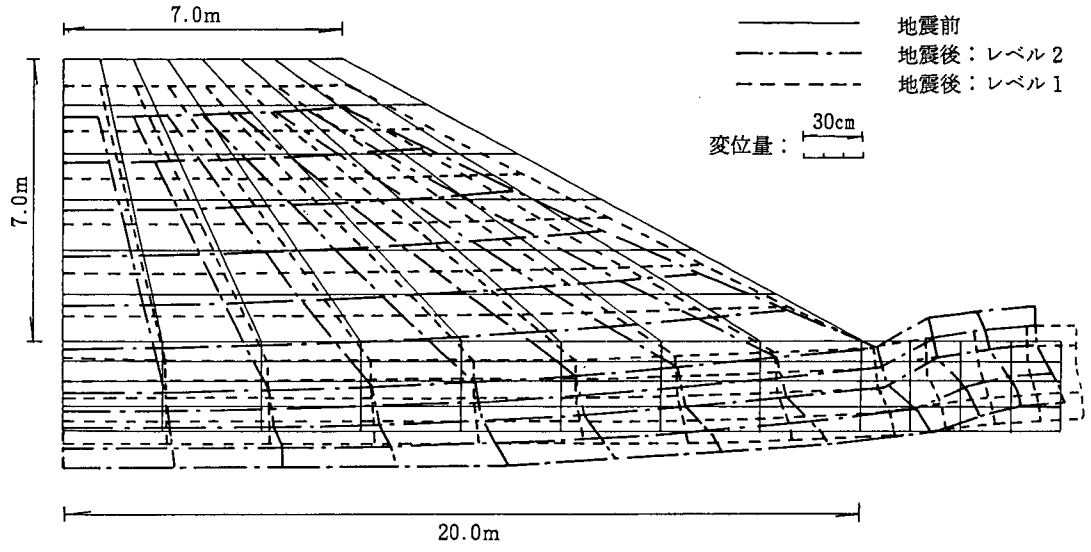
単位長さ当たりの垂直剛性係数 …… K_{nd} = 10^6（tf/m³）

(4)　解析結果

1)　永久変形量

ジオテキスタイル対策工を施した場合のレベル1，レベル2の各地震動時における永久変形解析結果を図－5.2.49に示す。盛土中央に着目すると表－5.2.32に示すようにレベル1の地震動時に13cm程度、

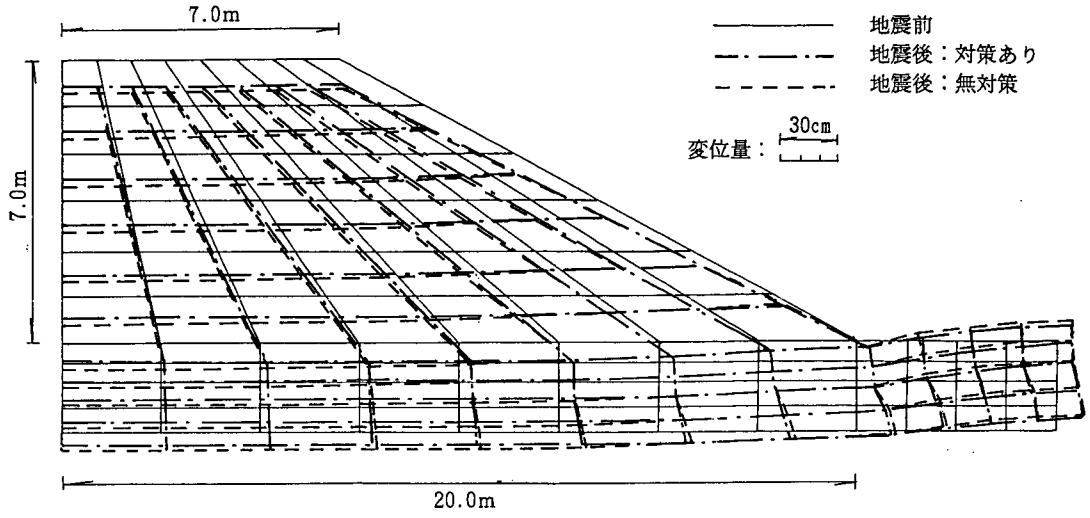
レベル２の地震動時に29cm程度の沈下量が確認された。これを無対策時の永久変形解析結果と比較した図が図－5.2.50である。レベル１，レベル２の各地震動時ともに無対策時に比べ、盛土沈下量が抑えられており、ジオテキスタイル対策の効果が表れていることがわかる。対策時と無対策時の最大入力加速度と天端沈下量の関係を示したのが図－5.2.51である。レベル１では２割以上盛土沈下の抑制があったが、レベル２では２割弱とレベル１よりも抑制効果は低下している。なお、図－5.2.52に最大加速度分布をまた図－5.2.53に全体の変形図を示した。



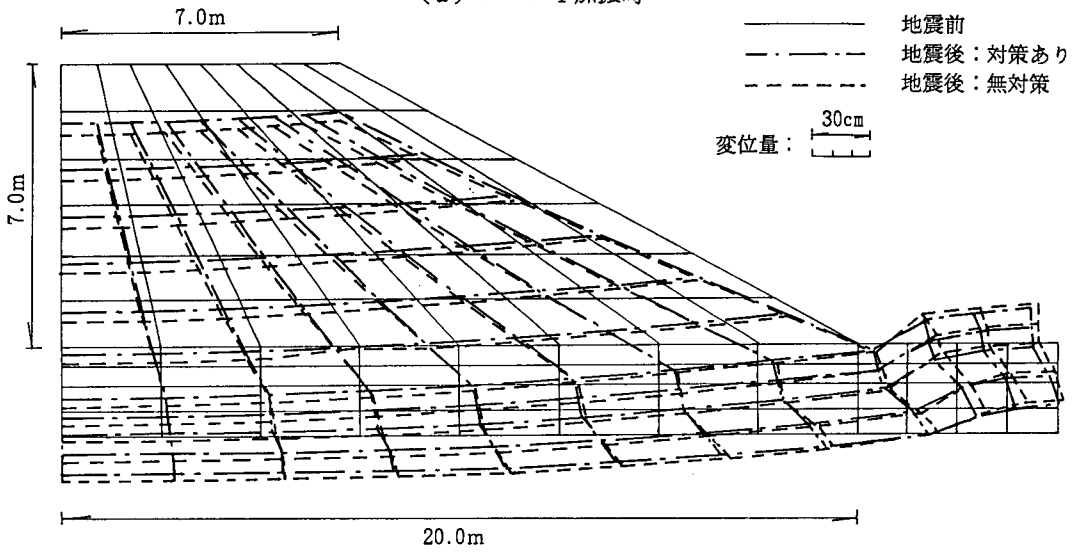
図－5.2.49　ジオテキスタイル対策時におけるレベル１とレベル２の変形量の比較

表－5.2.32　盛土の天端沈下量

	レベル１加振時	レベル２加振時
無対策時	16.71cm	34.79cm
ジオテキスタイル対策時	13.27cm	29.11cm

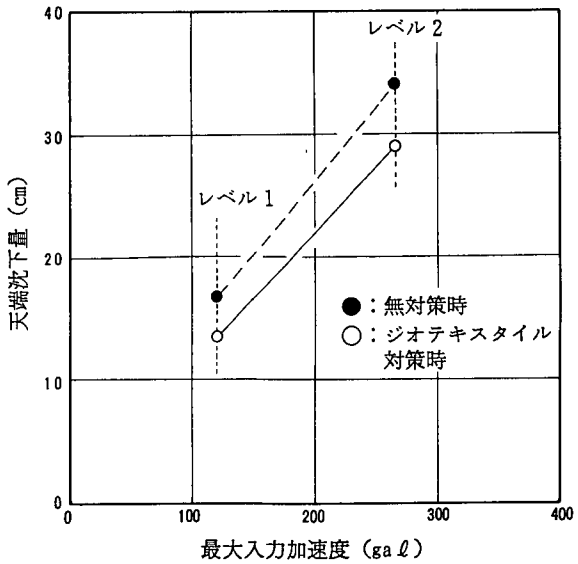


（a）レベル１加振時

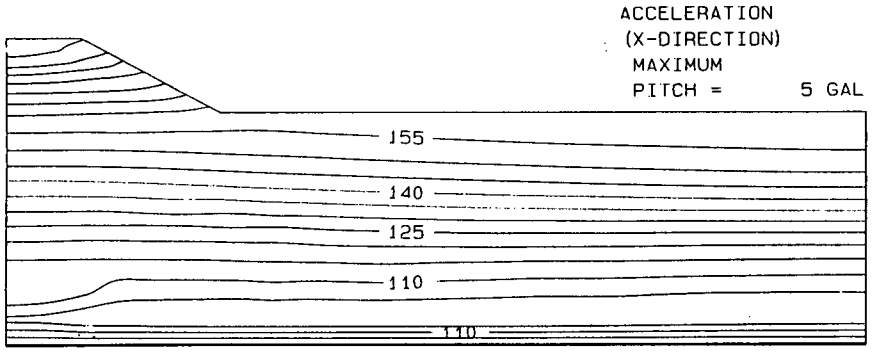


（b）レベル２加振時

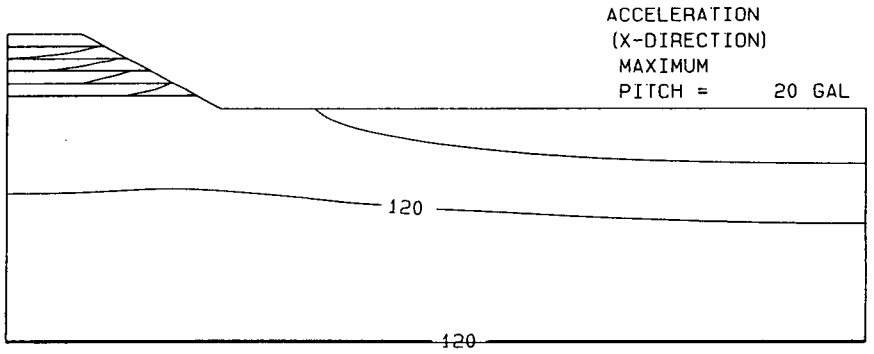
図－5.2.50　対策時と無対策時の変形量の比較



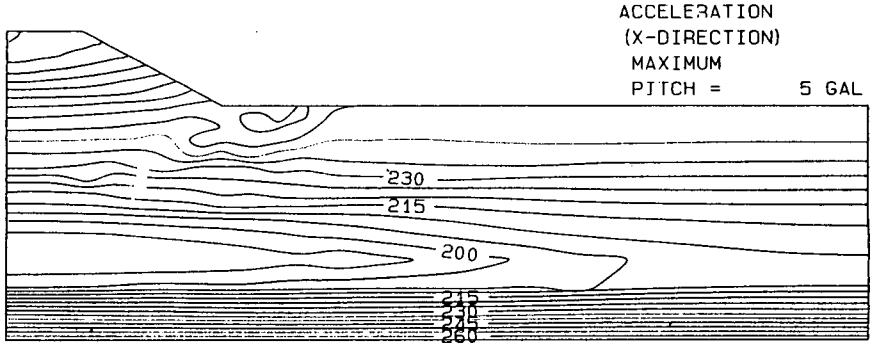
図－5.2.51　最大入力加速度と天端沈下量の関係



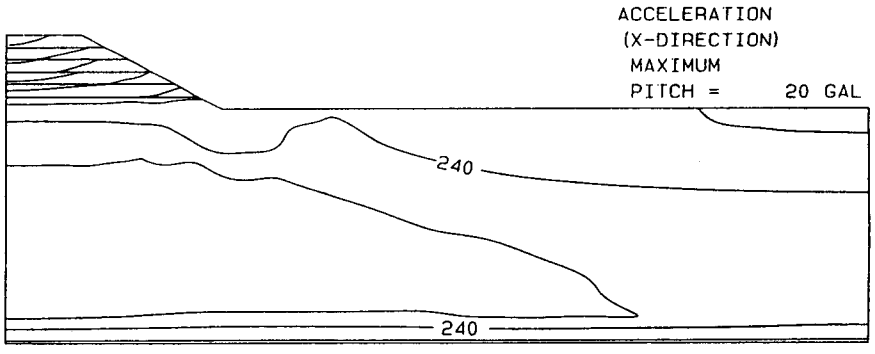
（a）レベル１加振時・・・・・無対策時



（b）レベル１加振時・・・・・ジオテキスタイル対策時

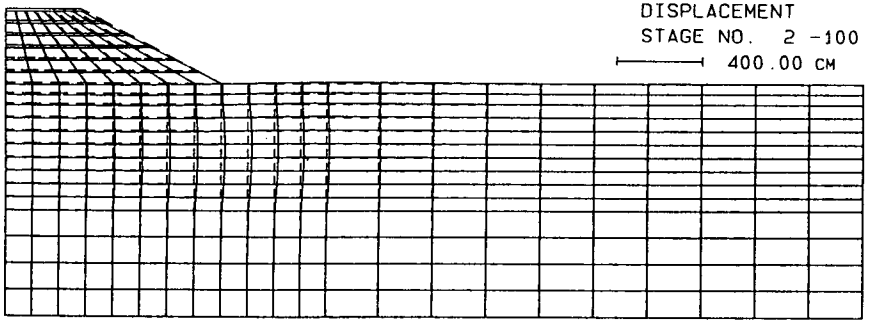


（c）レベル２加振時・・・・・無対策時

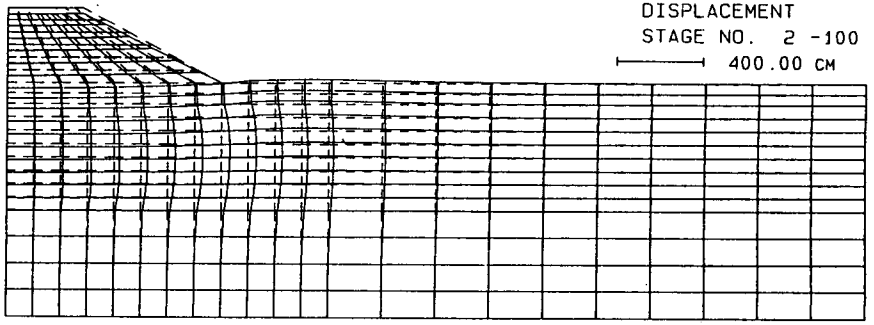


（d）レベル２加振時・・・・・ジオテキスタイル対策時

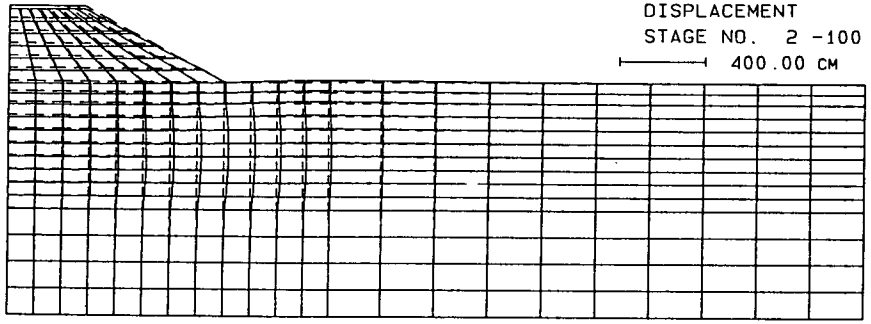
図－5.2.52　最大水平加速度分布図



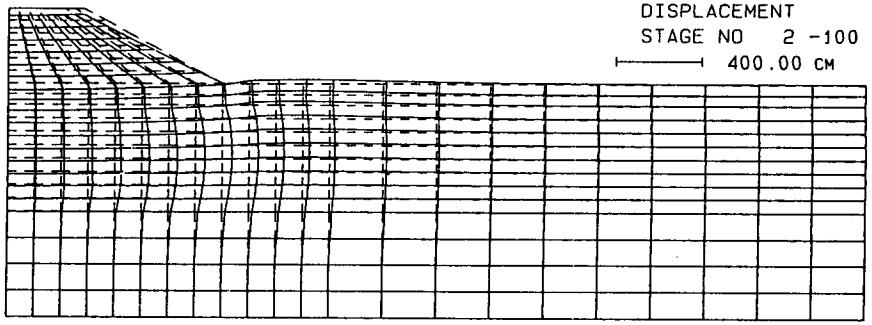
（a）レベル１加振時・・・・・無対策時



（c）レベル２加振時・・・・・無対策時



（b）レベル１加振時・・・・・ジオテキスタイル対策時

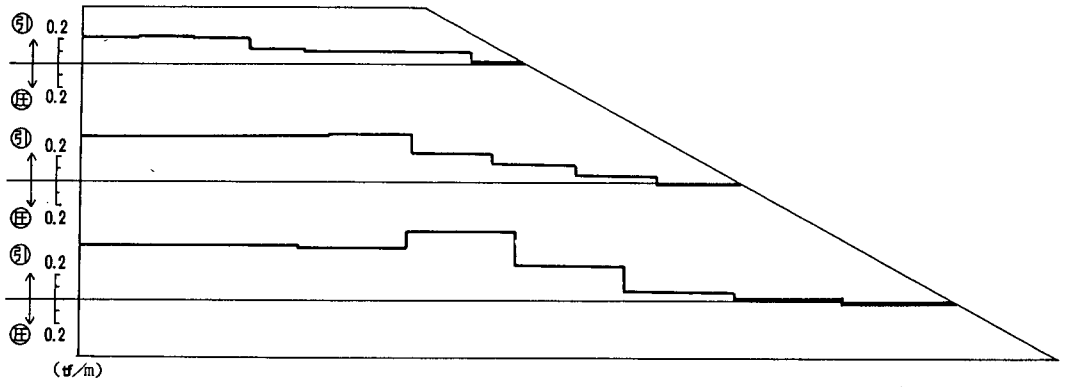


（d）レベル２加振時・・・・・ジオテキスタイル対策時

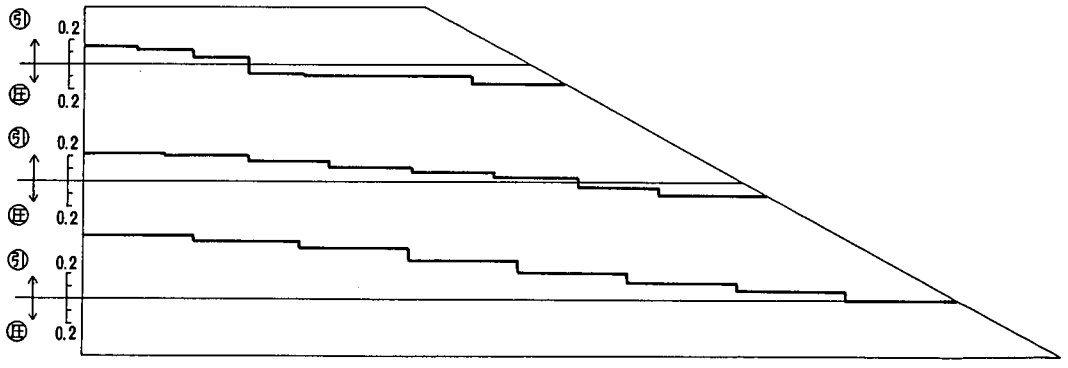
図－5.2.53　変形図

2) ジオテキスタイルの部材応力

ジオテキスタイルの部材応力分布図を示したのが図－5.2.54である。ジオテキスタイルの引張降伏応力が 6.3tf/m程度であることを考慮すると、レベル１，レベル２のどちらの地震動においても、ジオテキスタイルが降伏応力に至っていないことが分かる。応力の分布状況に着目すると、レベル２では盛土中央で最大引張応力が発生し、徐々に小さくなり法尻付近では圧縮応力も発生している。一方、レベル１ではある領域まで引張応力が均等に発生し、法尻付近で急激に応力状態が低下しており、レベル２とはかなり異なった分布をしている。これは、レベル２よりもレベル１程度の地震動の方が本解析ケースの場合、抑制効果があることを示唆している。これは、図－5.2.51に示した永久変形の傾向と一致するようである。レベル２において盛土上部の法面側で圧縮領域が生じているが、これはレベル２では盛土中央部の沈下量が大きくなり、ジオテキスタイルが法面近傍で引抜けを生じ、同部の盛土に曲げを伴う圧縮領域が発生したためと考えられる（図－5.2.55）。



（a）レベル１加振時



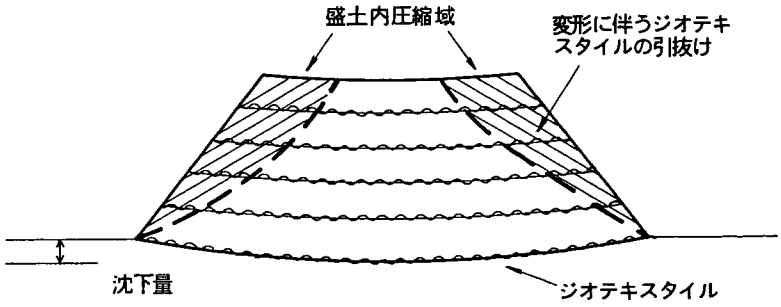
（b）レベル２加振時

図－5.2.54　ジオテキスタイルの応力分布図

(5) まとめ

1) 解析結果のまとめ

ジオテキスタイル対策工を施した場合のレベル１及びレベル２の各地震動における永久変形解析を行った結果以下のような知見が得られた。



図－5.2.55　レベル2におけるジオテキスタイルの圧縮領域発生の考え方

① 盛土中央では、レベル1の地震動時に13cm程度、レベル2の地震動時に29cm程度の沈下量が確認された。

② レベル1では2割以上盛土沈下量の抑制があったが、レベル2では2割弱とレベル1よりも抑制効果は低下した。

③ レベル1，レベル2のどちらの地震動においても、ジオテキスタイルは降伏応力に至らなかった。

④ ジオテキスタイルの応力分布を比較すると、レベル1ではほとんどが引張応力であるのに対し、レベル2では盛土上部の法面側で圧縮応力が生じる傾向を示した。

2) 課　題

① 無対策時の盛土天端沈下量の計算結果は5.2.2の結果と異なる。これは大型コンピュータとワークステーションとの収束計算の差異によるものと思われるが、今後この原因について検討することとする。

② ジオテキスタイルの敷設方法としては盛土底面に敷設することにより対策効果を期待できると想定される。今後、この点を含め敷設仕様を変化させ、対策効果を検討・評価することとする。

③ ジオテキスタイルを地盤改良工法と併用すれば、単独使用に比べさらに効果が期待できると考えられる。

（復建調査設計）

5.3　有効応力法の適用性の検討

5.3.1　目的と実施概要

本共同研究の昨年度の報告書における「5.5動的解析法・変形予測法に関する調査」結果によると、有効応力法は、様々な定式化・構成式に基づくものが提案されており、地震時の変形さらに地震後の圧密沈下までを統一的に一つのプログラムで解析できる手法もあるが、まだ検証段階であり実地盤に適用された例はない。しかし、入力パラメータの設定が比較的容易な構成式を組み込んだものは適用例が増えていくことが予想されている。

ここでは、研究項目「間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案」の一環として、有効応力法の現状を把握し、有効応力法による変形予測の可能性と問題点を明らかにすることを目的として、現在提案されている3つの解析コードを用いて遠心模型実験モデルについて一斉解析を実施した。

なお、解析モデルは、基礎地盤が液状化した場合の盛土の挙動とこれに及ぼす地盤条件、加振条件などの影響を調べるために、建設省土木研究所によって実施された動的遠心模型実験を対象とした。さらに、同モデルを、全応力法による動的応答解析に基づいて地震後の永久変形量を算定した結果と比較し、今後の簡易設計法検討の参考とする。解析コードと担当者を以下に示す。

解析コード　　担当

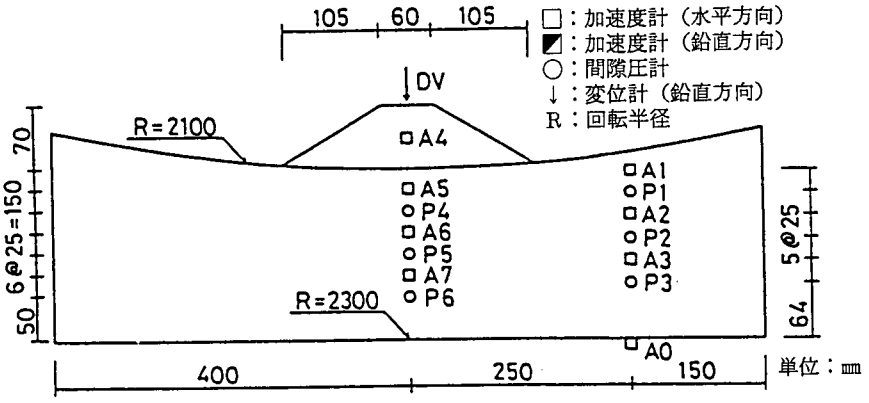
- 全応力法　　：建設省土木研究所
- ＤＩＡＮＡ　：　ハザマ
- ＮＡＮＳＳＩ：　戸　田
- ＬＩＱＣＡ　：復建調査設計

（間　組）

5.3.2　遠心力模型実験の概要[1)]

本検討の対象とした動的遠心模型実験は、盛土のある地盤の液状化時の挙動に及ぼす地盤密度・盛土形状などの地盤条件と、加振波計・周波数などの加振条件、及び加振履歴の影響を明らかにすることを目的として行われた一連の実験の中のひとつである。

実験モデルの断面を図－5.3.1に示す。模型の縮尺は1／30とし、30Gの遠心加速度を作用させた状態で100Hzの正弦波20波で加振を行い、地盤各部の応答加速度と過剰間隙水圧、及び盛土の応答加速度と沈下量等を測定した。加振レベルについては、表-5.3.1に示すようにこの実験モデルを3ケース作成して1回目の加振時の加速度振幅を4G、5.4G、8.9Gと変えて実験を行い、2回目以降の加振では加速度振幅を少しづつ大きくした。今回の解析では、3つの加振レベルのうち5.4Gのものを解析対象の基本モデルとした。重力下に換算した模型の大きさは、地盤の長さが24m、深さが6m、奥行きが3m、盛土の高さが2.1mである。



図－5.3.1　模型断面及び計測器配置図[2)]

表－5.3.1　加振加速度

実験ケース	加振波形	加振加速度（単位G）				地盤の相対密度（%）
		1回目	2回目	3回目	4回目	
2-1-1	100Hz正弦波	4.0	5.8	9.4	9.8	57.3
2-1-2	20波	5.4	8.5	8.6		62.2
2-1-3	(3.3Hz相当)	8.9	9.1			59.6

** 加振加速度は、平均片振幅の実測値。

地盤材料には豊浦砂を用いた。この豊浦砂の土粒子の密度及び最大乾燥密度・最小乾燥密度はそれぞれ、2.642g/cm^3、1.645g/cm^3、1.351g/cm^{3}である。また、墨汁で染色した豊浦砂を炉乾燥させたものを、地盤内にメッシュを描くために使用した。

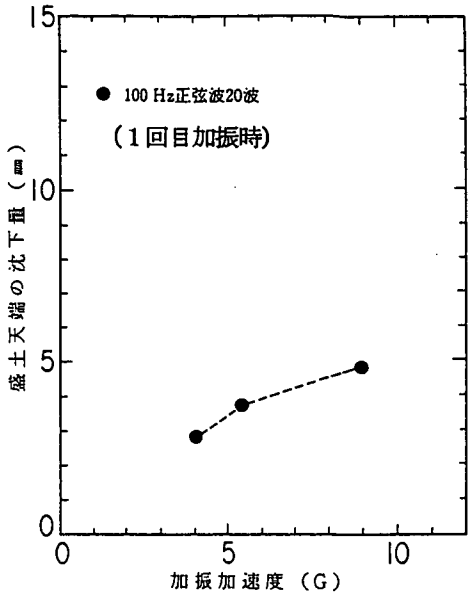
盛土材料には、気乾状態の豊浦砂とクレイサンドを4：1の重量比で混合し、含水比が15%となるように水を加えて練り混ぜたものを用いた。地盤の表面が円弧状であることから、遠心加速度を作用させたときに地盤内の水位を地表面と一致させるためには、重力下で盛土の下部が水没した状態とする必要がある。そこで粘着性が高く水没の影響を受けにくい材料として、上記材料を選定した。盛土の単位体積重量は一

律に1.954gf/cm³とした。

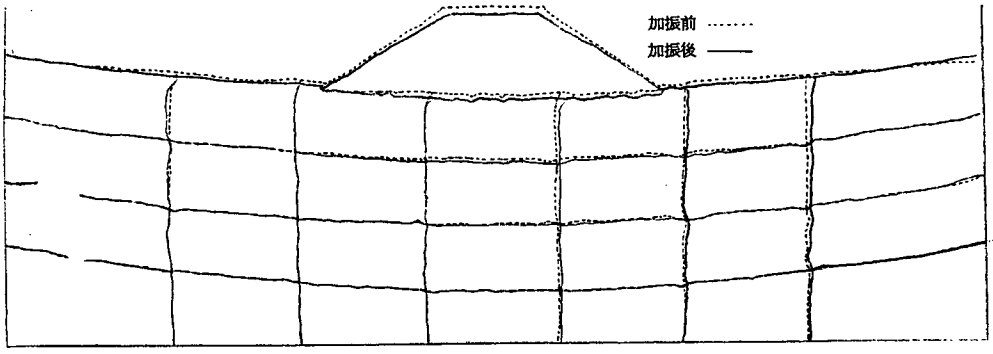
地盤内の間隙流体としてはシリコンオイルを用いた。地盤の見かけの透水係数と間隙流体の粘性が反比例するものと仮定して、模型の縮尺が1／30の場合についてそれぞれ水の30倍の粘性をもつシリコンオイルを使用した。シリコンオイルの単位体積量は0.955gf/cm³とした。

砂層はホッパーを用いて空中落下法により作成し、その後シリコンオイルで飽和させた。飽和後、盛土を作成した。地盤の相対密度は57.3%～62.2%であった。

実験結果については、参考文献1)に詳しく述べられており、以下の項でも解析値との比較のため示されているので、ここでは図－5.3.2に加振加速度と沈下量の関係[2]及び図－5.3.3に5.4G加振後の変形図[1]を示す。



図－5.3.2　盛土天端と沈下量の加振加速度の関係[2]



図－5.3.3　変形図（5.4G加振後）

5.3.3　全応力法の解析[3]

(1)　解析方法及び解析に用いた物性値

解析方法及び解析に用いた物性値については、参考文献3)に述べられているので、ここでは表－5.3.2に解析に用いた物性値を示すのみとする。ただし、基準ひずみγ_1を算定する際の定数のC5の値が、5.2.1と異なっている。これは、解析値と実験値が整合するような値を試行錯誤的に求めたためである。この結果液状化強度は0.290となった。

(2)　解析結果

地盤と盛土の変形状況を図－5.3.4に示す。解析値と実験値を比較すると、地盤の水平変位の大きさとその深度方向分布はほぼ一致した。一方、地盤の鉛直変位は、実験では前述した地盤体積の減少の影響により水平地盤部の表面の一部が沈下したが、解析では等体積変形を仮定しているためにこの部分が隆起する結果が得られた。また、実験では盛土の形状があまり変化しなかったのに対し、解析では大きく変化したため、以下では盛土天端直下の地盤の上面の沈下量を解析上の盛土沈下量として、実験値との比較に用

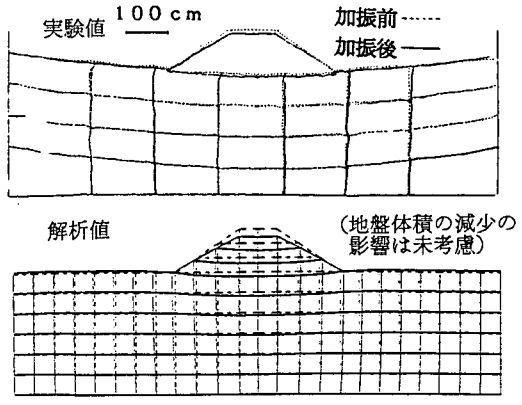
表－5.3.2　解析に用いた物性値

解析条件および材料定数		砂　層 (Dr=62%)	盛　土　層
単位体積重量 (tf/ ㎥) γ_{sat} または γ_{sat}		1.927	1.903
静的初期応力・動的応力解析		非線形，Hardin-Drnevichモデル	非線形，Hardin-Drnevichモデル
初期せん断弾性係数 (tf/㎡)		$G_0=4244.2\cdot(\sigma_m')^{0.4}$	$G_0=2573.8\cdot(\sigma_m')^{0.4}$
ポアソン比	ν_{s1}	0.333	0.333
	ν_{sd}，ν_{s2}	0.499	0.499
H-D モデルの τ_f を決める強度定数		c=0.10 (tf/㎡) ϕ=40.0°	c=0.10 (tf/㎡) ϕ=32.6°
α_1 の算出における定数		c_1=0.721, c_2=2.241 c_3=3.229, c_4=0.708 c_5=0.094	――
変形計算における応力ひずみ曲線の傾き		$G_1=G_0/1000$ $G_2=G_0/10$	――

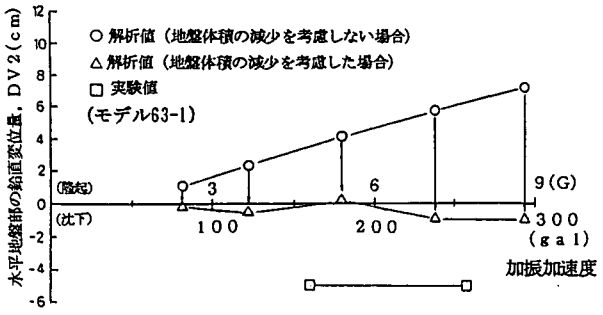
ν_{s1}：静的初期応力解析におけるポアソン比
ν_{s2}：静的地震時応力解析、静的永久変形解析におけるポアソン比
ν_d　：動的応力解析におけるポアソン比

いた。

図－5.3.5は、別途行われた実験ケースの水平地盤部の表面の沈下量と加振加速度の関係を示したもので、解析値として地盤体積の減少の影響を考慮した場合の結果もあわせて示した。この図によれば地盤体積の減少の影響を考慮することによってほとんどの加振レベルにおいて若干の沈下が生じる結果が得られた。一方、実験値は液状化の影響により十分な測定精度が必ずしも確保されていない可能性もあるが、解析値よりもかなり大きめの沈下量を示した。しかし、沈下量が加振レベルの影響をあまり受けない点で、地盤体積の減少の影響を考慮した解析値と実験値の傾向が定性的に一致した。以下では、盛土の解析値として用いた（図－5.3.7.(2)を除く）。地盤の変形による沈下量と地盤体積の減少による沈下量の比は、1：0.6～0.7程度であった。なお、過剰間隙水圧の消散に伴って地盤の体積が減少することに起因する地盤の沈下量は、繰返し単純せん断試験から求められた砂の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係[4]に基づいて、着目点を通る鉛直線に沿った地盤要素の基準ひずみ γ_1 が最大せん断ひずみに相当するものとして、一次元的に算定した。



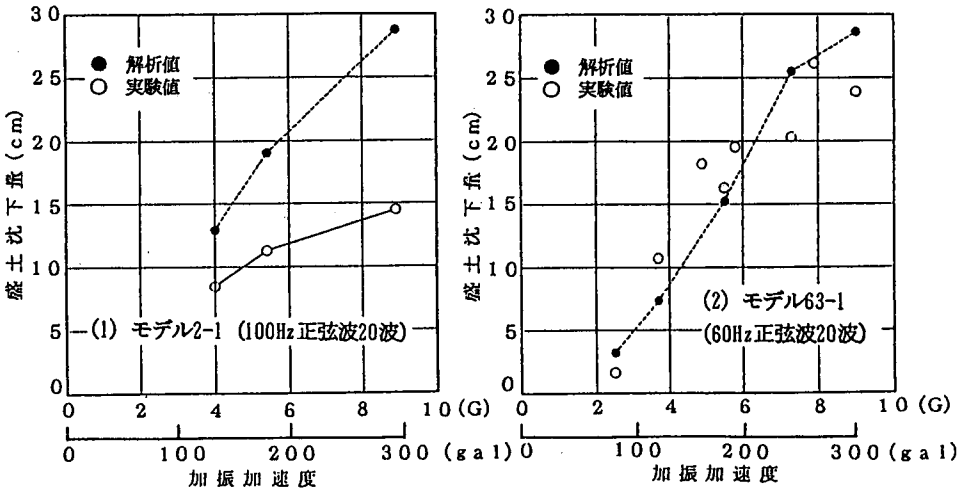
図－5.3.4　地盤と盛土の変形状況
（モデル２－１，176gal相当加振時）



図－5.3.5　水平地盤部の表面の沈下量と加振加速度の関係

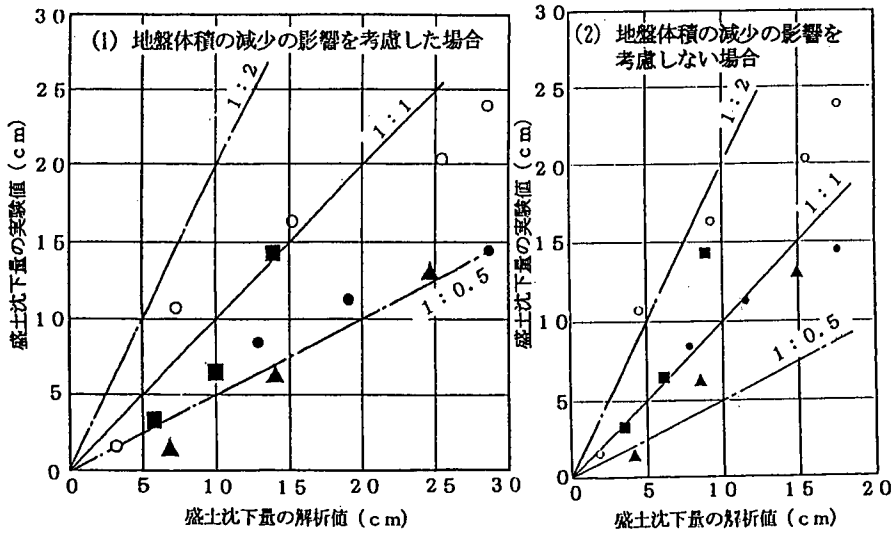
正弦波加振時の加振加速度と盛土の沈下量の関係を図－5.3.6に示す。(1)は100Hzの正弦波を用いた場合であり、これらのケースを基本として、前述したような地盤の永久変形特性の設定を行ったが、解析ではさらに地盤体積の減少の影響を考慮したために、解析値が実験値よりも大きくなった。また今回対象ではないが(2)に60Hzの正弦波を用いた場合のものを示したが、解析値と実験値は比較的よく一致した。

同じ模型条件に対して加振波形と加振加速度をかえた場合の盛土の最終沈下量の解析値と実験値の比較を図－5.3.7に示す。図－5.3.7には他の実験ケースについての解析結果も同時に示している。(1)は解析値において地盤体積の減少の影響を考慮した場合、(2)は考慮しない場合の結果であるが、解析値と実験値の比は、前者では1：0.5～1程度、後者では1：0.7～1.5程度であった。本解析手法は、地盤の永久変形特性の設定を適切に行った場合には、盛土の沈下量をある程度予測できるものと考えられる。



図－5.3.6　正弦波加振時の加振加速度と盛土の沈下量の関係

記　号	モデル	加振波形
○	63-1	60H，正弦波20波
●	2-1	100H，正弦波5波
▲	2-1	高周波不規則波
■	2-1	低周波不規則波



図－5.3.7　加振波計を変えた場合の盛土の沈下量の解析値と実験値の比較

(3) まとめ

地震後の地盤の応力～ひずみ関係を基準ひずみの位置で折れ曲がる直線とした永久変形解析を、液状化性地盤上盛土の動的遠心力模型実験を対象として行い、地盤の永久変形特性の設定を適切に行った場合には、盛土の沈下量をある程度予測できることを明らかにした。地盤体積の減少と盛土自体の形状変化の影響について今後検討する必要がある。

（建設省土木研究所）

参考文献

1) 古賀ら：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討，土木研究所資料，第3264号，1994.2.

2) 古関，高橋，古賀：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その３），第26回土質工学研究発表会，1991.7.

3) 古関，松尾：液状化地盤上盛土の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析，第29回土質工学研究発表会，1994.6.

4) Ishihara et al. : Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, 1992.

5.3.4　ＤＩＡＮＡによる解析

(1)　解析手法の概要

基礎方程式は、土と水の２相系からなる多孔質材料に対し、Biotにより提案されたモデルに基づくもので未知数は土の変位ｕと水の変位Ｕである[1]。

構成式は、石原・Kabilamanyにより提案されたMulti-mechanism モデル[2]を使用した。本モデルは、３つの２次元的なせん断変形メカニズムで生じる塑性ひずみの重ね合わせで全体の3次元的な塑性ひずみを表現する。各メカニズムでは、弾塑性論的なアプローチにより、応力～ダイレタンシー則、降伏関数、硬化関数が定義されている。

数値解析手法として、時間積分法にNewmark のβ法、各時間ステップにおける非線形解析での反復法には初期応力解析、動的解析ともに初期剛性法を用いた。

(2)　解析モデル・解析条件の設定

1)　砂地盤のパラメータ

砂地盤は、相対密度約60%の豊浦砂からできており、Multi-mechanism でモデル化する。Multi-mechanism モデルはパラメータとして物理定数、弾性定数、内部摩擦角、ダイレタンシーパラメータ、硬化関数パラメータを用いている。以下これらの設定について述べる。

①　物理定数

砂地盤は、土と水の２相系としてモデル化されるため、土粒子の密度、水の密度および間隙率が必要となる。これらは、実験時の計測結果より設定する。なお、飽和地盤の密度は次式で算定する。

$$\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_f \quad \cdots\cdots(5.3.1)$$

ここに、ρ　：地盤の密度（t/m^3）

ρ_s：土粒子の密度（t/m^3）

ρ_f：水の密度（t/m^3）

ｎ　：間隙率

さらに、２相系の解析では、土粒子と間隙水の体積弾性係数と透水を考慮する場合は透水係数が必要となる。これらの値は、既存の解析データ[3]をもとに設定することとする。

②　弾性定数

せん断弾性係数は、Multi-mechanismモデルの場合、拘束圧の0.5乗に比例する形で定義される。この基準値として砂地盤の中央深度（実ﾓﾃﾞﾙｻｲｽﾞで 3.0m）でのせん断弾性係数を算定する。豊浦砂に対して岩崎・龍岡が提案している次式[4]を用いて算定する。

$$G = 3583 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.4} \quad (tf/m^2) \quad \cdots\cdots(5.3.2)$$

ここに、Ｇ：せん断弾性係数（tf/m^2）

ｅ：間隙比（=0.738）

ｐ：有効拘束圧（=1.942tf/m^2）

なお、有効拘束圧を算定する際、水中単位体積重量は0.971tf/m^3、静止土圧係数は 0.5とした。ポア

ソン比は、静止土圧係数 0.5を考慮して、0.33とした。

③ 内部摩擦角

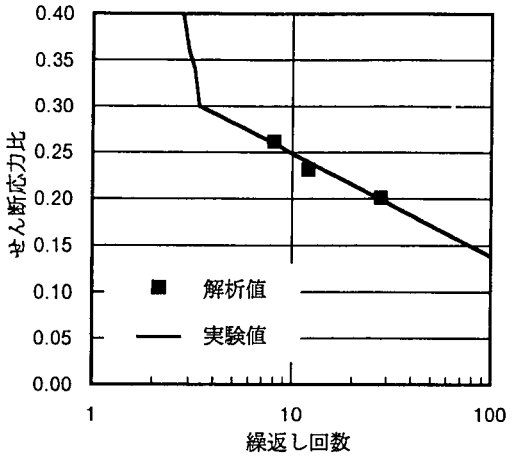
内部摩擦角は、福島・龍岡[5]の豊浦砂に対する排水三軸試験結果を参考にして、間隙比より39度とした。

④ ダイレタンシーパラメータ

本来、ダイレタンシーパラメータは、平均主応力一定の静的三軸試験より設定するが、今回は既存のデータをもとに設定する。遠心模型実験を対象とした久保寺らの解析シミュレーション[3]を参考とした。この解析対象地盤は、相対密度約60%の豊浦砂を用いた砂地盤である。

⑤ 硬化関数パラメータ

硬化関数パラメータは、要素試験より直接設定することはできない。そこで、原地盤の応力状態の下で単純せん断シミュレーションにより設定する。ここで言う原地盤とは遠心モデルを実モデルサイズに換算したものであり、単純せん断シミュレーションは中央深度(3.0m) での応力状態で実施する。目標とした液状化強度曲線は、相対密度約60%の豊浦砂に対して実施された既往の中空ねじりせん断試験[6]より設定した。シミュレーションでは平均有効応力が0となる時点、または応力経路が閉じてしまう時点を液状化と判定した。



図－5.3.8 モデルの液状化強度

シミュレーションの結果得られたMulti-mechanismモデルの液状化強度曲線を図－5.3.8に示す。図には目標とした実験値も示している。

2) 盛土のパラメータ

盛土体は、豊浦砂とカオリン粘土を重量比4：1で混ぜ合わせ、含水比15±3%に調整したものである。盛土体も本来非線形モデルでモデル化するべきであるが、データが不足しているため、ここでは線形弾性体としてモデル化する。

① 物理定数

盛土体は、1相系の材料としてモデル化する。この場合、土の密度のみがパラメータとして必要となる。この密度は、遠心模型実験時の計測結果より設定する。

② 弾性定数

せん断弾性係数は、便宜的に豊浦砂に対する1)の②で用いた式より算定する。この際、必要となる間隙比は、盛土体を全て豊浦砂として含水比から算定する。また、拘束圧は盛土体の平均的な値ということで盛土の中央深度（1.1m）で算定する。

以上、砂地盤および盛土の設定したパラメータを表－5.3.3に示す。

表－5.3.3　パラメータ一覧

(a)　砂地盤

物理定数	土粒子の密度　ρ_s	2.642　t/m³
	水の密度　ρ_f	0.955　t/m³
	間隙率　n	0.425
	透水係数　k	5.0E-5　m/sec
	土粒子の体積弾性係数　K_s	1.02E+39　tf/m²
	間隙水の体積弾性係数　K_f	1.12E+5　tf/m²
弾性係数	せん断弾性係数　G	5,500　tf/m²
	ポアソン比　υ	0.33
内部摩擦角　ϕ		39　度
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰﾊﾟﾗﾒｰﾀ	μ_{max}	1.200
	μ_0	1.00
	S_c	0.0035
硬化ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	載荷時　a_m	0.0006
	除荷時　a_c	0.000001

(b)　盛土

物理定数	密度　ρ	1.954　t/m³
弾性係数	せん断弾性係数　G	6,900　tf/m²
	ポアソン比　υ	0.33

3)　解析条件

解析は、実サイズのモデルに対して実施するため、模型を30倍したものを解析モデルとする。FEM モデルを図－5.3.9に示す。

①　初期応力解析

初期応力解析は以下の手順で実施した。

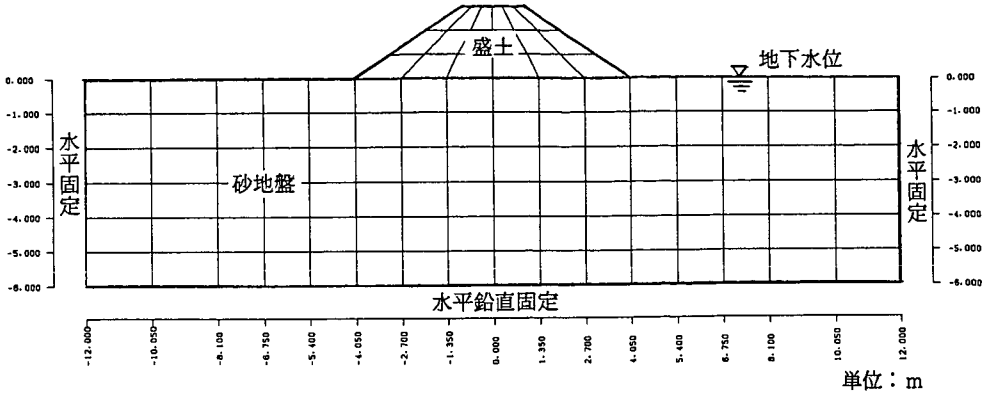
ステップ１：水平な砂地盤の初期応力を静止土圧係数0.5として算定する。

ステップ２：盛土部を載荷して非線形解析を実施し、初期応力を算定した。

盛土部には線形モデル、砂地盤はMulti-mechanism モデルを用い、地盤パラメータとして表－5.3.3の設定値を用いた。境界条件は、遠心模型実験時の条件を考慮し、側方は水平方向固定、鉛直方向自由、下方は水平鉛直とも固定とした。なお、初期応力解析では間隙水は取り扱っていない。

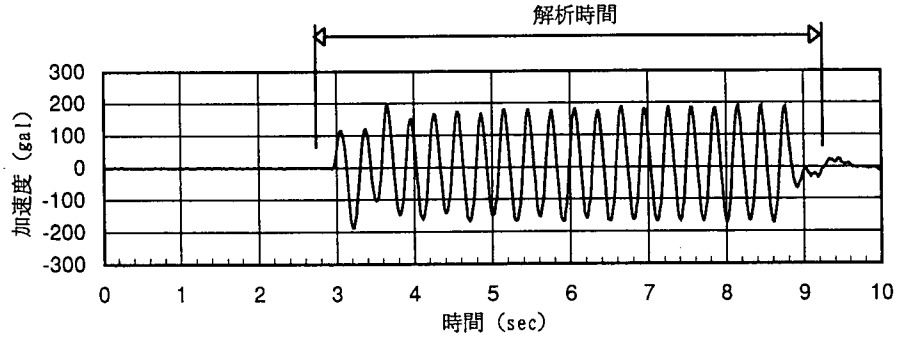
②　動的解析

地盤のパラメータおよび境界条件は、初期応力解析時と同様である。時間積分間隔は0.01秒とした。数値解析的な安定性を高めるため、剛性比例型のRayleigh減衰を用いた。通常、Rayleigh減衰の係数はモデルの１次固有周期（0.11秒）と５％程度の減衰を考慮して設定する。しかし、この方法で設定したパラメータを用いた予備解析では安定した解が得られなかった。そこで、結果的に安定した解の得られた場合の係数（0.008）を採用した。



図－5.3.9　解析モデル（実サイズ）

入力地震動には、振動台上の加速度記録を実サイズに換算した波形を用いた。この波形は、振動台実験では20波の 100Hz正弦波であるが、実サイズでは20波の 3.333Hz正弦波となる。また、継続時間は実サイズで6秒であり、解析は前後の波形も加えて 6.5秒間行った。入力動波形を図－5.2.10に示す。なお、この波形は、加振前と加振後の平均値よりゼロ線補正を行ったものである。

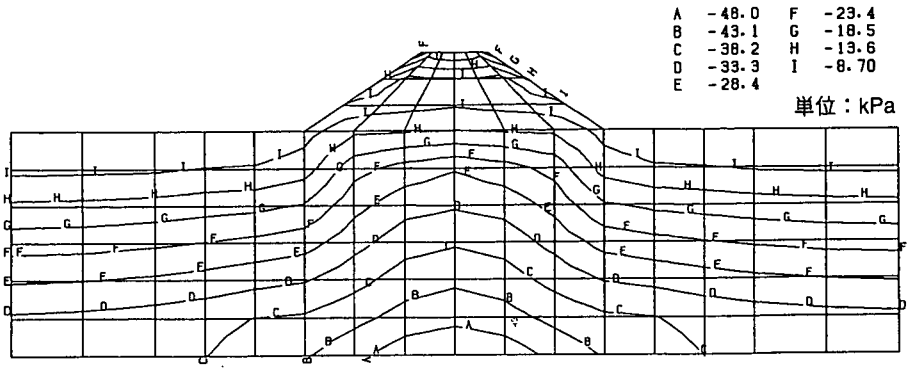


図－5.3.10　入力波形（実サイズ）

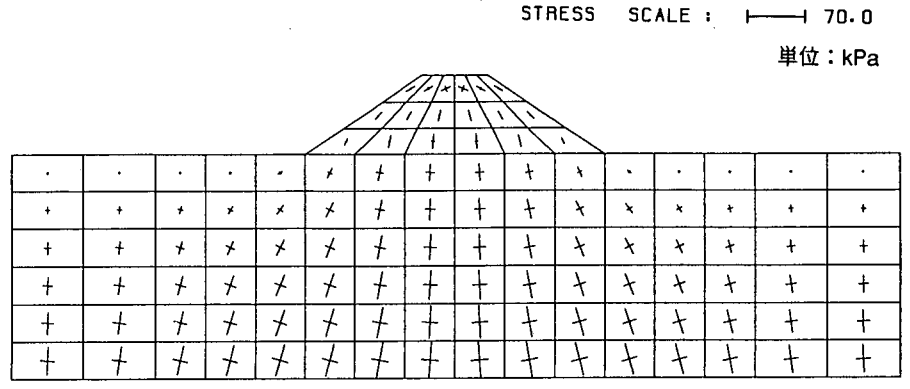
(3)　解析結果

①　初期応力解析

静的解析の結果得られた平均有効応力のコンターを図－5.3.11に、主応力図を図－5.3.12示す。この解析は、砂地盤にMulti-mechanism モデルを用いているため、線形弾性モデルを用いた場合と比較して、せん断応力比は小さくなる。線形弾性モデルを用いた初期応力の予備解析では、最大応力比（$=\sqrt{3}\cdot\overline{\sigma}/\sigma_m$、ここに$\overline{\sigma}$：相当応力、$\sigma_m$ ：平均応力）は盛土直下の要素で1.23であった。本解析条件では、変相角30度、内部摩擦角39度であり、破壊応力比および変相応力比はそれぞれ1.593, 1.200となる。したがって、線形モデルを用いた予備初期応力解析では、応力比が既に変相応力比を超えてしまっている。一方、Multi-mechanism モデルを用いた本解析では、最大応力比は盛土直下の要素で 0.783であり、線形モデルを用いた場合と比較して応力比は低減され、変相応力比にも達していない。



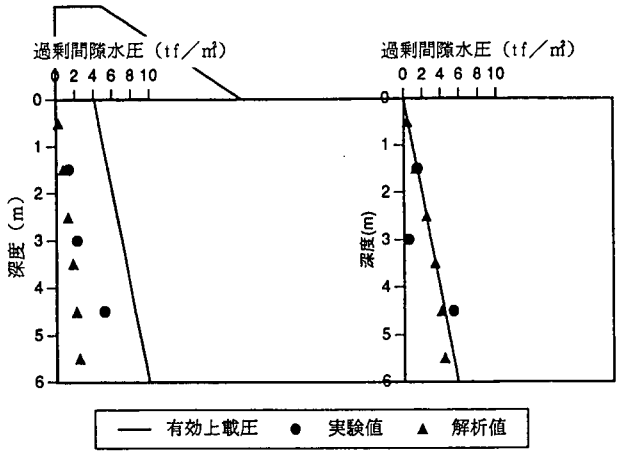
図－5.3.11　平均有効応力分布（初期応力解析）



図－5.3.12　主応力図（初期応力解析）

② 動的解析

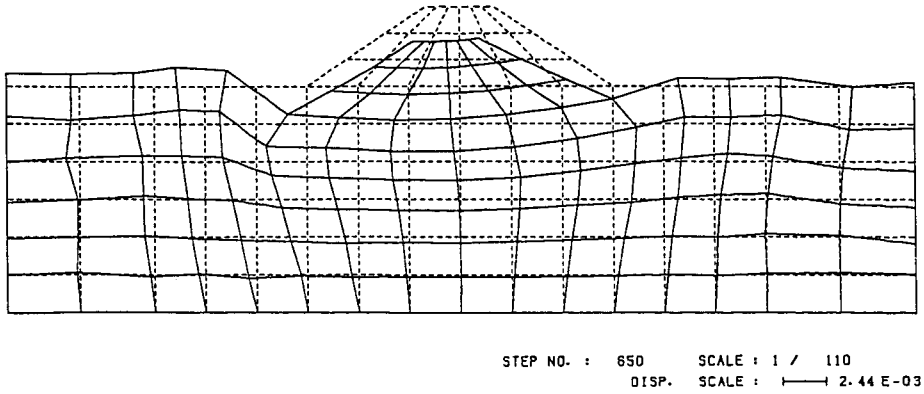
実験値と解析値について過剰間隙水圧の最大値の断面内分布を図－5.3.13に示す。図には盛土中心線上と中心線から7.5m離れた位置での過剰間隙水圧の深度分布および初期有効上載圧線を示している。盛土荷重により初期有効上載圧の大きい盛土中心線上では、実験・解析とも液状化には至っていない。実験値と解析値を比較した場合、深度が3mを超え深くなるにつれ、解析値の値が実験値より小さくなる傾向がみられる。



図－5.3.13　最大過剰間隙水圧の断面内分布

一方、中心線から7.5m離れた位置では、実験・解析とも液状化に至っており、深度3mの実験値（異常値と思われる）を除いて両者はよく一致している。

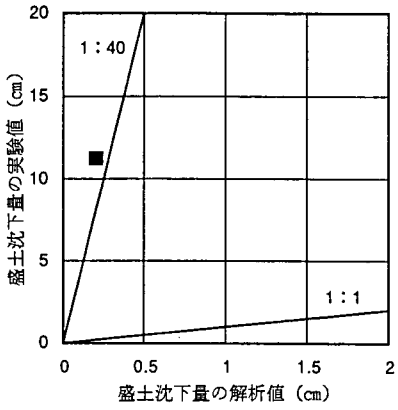
加振終了後の変形図を図－5.3.14に示す。変形モードをみると盛土下部層が鉛直方向に圧縮され、側方にはらみ出す形となっており、側方境界部ではやや盛り上がりが生じている。この傾向は実験結果（図-5.3.3参照）でも同様である。また、盛土の中心線はやや左側に片寄った結果となっている。この理由として、本出力時刻ではメインの加振は終了しているものの若干の加速度が入力されていること、



図－5.3.14　加振終了後の変形図

入力した正弦波が左右等振幅ではないため構成式の特性上加振の大きい方に塑性ひずみが累積することなどが考えられる。

加振終了後の盛土天端沈下量の実験値と解析値の比較を図－5.3.15に示す。実験値の沈下量 11.25cmに対し、解析値の沈下量は0.20cmであり実験値と比較してかなり小さい結果となっている。



図－5.3.15　盛土天端沈下量の比較

(4)　まとめ

動的遠心模型実験に対して、主に既存の資料をもとにパラメータを設定し、液状化解析を試みた。その結果、過剰間隙水圧の発生については実験値をほぼシミュレートできた。しかし、盛土の沈下量については実験値より1オーダー小さい値となり、本手法の適用性に課題を残した。この点については、剛性低下が重力のもとで生み出す変形の考慮、Multi-mechanism の変形特性の把握など検討する必要がある。また、本解析手法はこの動的解析後続けて圧密解析を行うことができる。圧密による沈下量を考慮すれば、さらに沈下量が増加することが予測されるが、実験での沈下量時刻歴をみると沈下は加振終了後は生じていない。この圧密の影響についてもさらに検討の必要があると思われる。

（間　組）

参考文献

1) Zienkiewicz, O. C. and T. Shiomi : Dynamic behaviour of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution, Int. J. Num. and Ana. Method in Geomech., Vol. 8, pp. 71-96, 1984

2) Kabilamany, K. and K. Ishihara : Stress dilatancy and hardening laws for rigid granular model of sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 2, pp. 66-77, 1990

3) 久保寺家光，伊藤浩二，後藤洋三，表佑太郎：有効応力解析コード"DIANA-J2"の適用性に関する研究，

大林組技術研究所報, No. 44, pp. 51-56, 1992

4) Iwasaki, T. and F. Tatsuoka : Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 19-35, 1977

5) Fukushima, S. and F. Tatsuoka : Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp. 30-48, 1984

6) 古関潤一, 高橋晃浩, 古賀泰之：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その３）, 第26回土質工学研究発表会, pp. 1041-1044, 1991

5.3.5　ＮＡＮＳＳＩによる解析

(1)　解析手法の概要

本プログラム[1) 2)]は、地盤を土粒子骨格と間隙水からなる二相混合体と見なし、振動中の変形と間隙水の挙動を同時に評価するものである。動的解析では、各時刻における間隙水圧を求め有効応力に適合した物性を用いて逐次非線形解析を行う。

基本構成式は、二相混合体の運動機構がBiotの飽和多孔質体運動体理論に基づいた個体－流体連成問題に帰着すると考えた場合の支配方程式を用いている。

数値解析手法として、時間積分法はNewmark法を用いた。また、動的解析時の地盤モデルは西モデル[3) 4) 5) 6)]とした。

(2)　解析モデル・解析条件の設定

1)　砂地盤のパラメーター

砂地盤は、相対密度62%の豊浦砂からできており、西モデルでモデル化する。西モデルはパラメータとして物理定数、初期せん断弾性係数、内部摩擦角、変相角、西モデルの材料定数を用いている。以下にこれらの設定について述べる。

①　物理定数

砂地盤は、土粒子と間隙水からなる二相混合体としてモデル化されるため、土粒子の密度、水の密度および間隙率が必要となる。これらは、実験時の測定値より設定する。なお、飽和地盤の密度は次式による。

$$\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_w \quad \cdots\cdots (5.3.1\text{再掲})$$

ρ ：二相混合体の質量密度(t/m^3)
ρ_s ：土粒子の密度　(t/m^3)
ρ_w ：水の密度　(t/m^3)
n ：間隙率

さらに、二相混合体としての解析なので、土粒子と間隙水の体積弾性係数が必要である。これらの値は既存の解析データをもとに設定する。

②　内部摩擦角および変相角

内部摩擦角は、福島･龍岡の豊浦砂に対する排水三軸試験結果[7)]を参考にして、間隙比との関係から40°とした。変相角は、既往の砂地盤に対するデータより30°とした。

③　西モデルの材料定数

西モデル特有の材料定数にm*、β_1、β_2、G_{0t}、G_{0i}がある。盛土下部の最大過剰間隙水圧比が、実験値をシミュレートできる設定とした。

以上、設定したパラメーターを表－5.3.4に示す。

2)　盛土のパラメータ

盛土体は、豊浦砂とカオリン粘土を重量比4:1で混ぜ合わせ、含水比15±3%に調整したものである。盛土体も本来非線形モデルでモデル化するべきであるが、データ不足のため、ここでは線形弾性体としてモデル化する。

表－5.3.4　パラメーター一覧表（砂地盤）

物理定数	土粒子の密度　ρ_s	2.636 t/m³
	水の密度　ρ_w	1.0　t/m³
	間隙率　　n	0.429
	透水係数　k	1.0E-3　m/sec
	土粒子の体積弾性係数　k_f	3.70E9　tf/m²
	間隙水の体積弾性係数　k_F	2.27E5　tf/m²
弾性係数	初期せん断弾性係数　G0	2,773　tf/m²
	ポアソン比	0.49
内部摩擦角　ϕ		40°
変相角　　ϕ_m		30°
膨潤指数　　κ		0.0015
西モデル材料定数　m*		0.050　m/t
西モデル材料定数　β_1		100
西モデル材料定数　β_2		0
西モデル材料定数　G_{0t}		1000
西モデル材料定数　G_{0l}		0

① 物理定数

盛土体は、一層系の材料としてモデル化しており、土の密度のみがパラメーターとして必要である。この密度は、遠心模型実験時の計測結果より設定する。

② 弾性係数

せん断弾性係数は、豊浦砂に対して岩崎・龍岡が提案している次式による。なお、算定に際しては盛土の中央深度（1.1m）でのせん断弾性係数を用いる。この際、間隙比は盛土体をすべて豊浦砂と仮定して含水比から算定する。

$$G = 3538 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma_m')^{0.4}$$

……（5.3.②再掲）

G：初期せん断弾性係数(tf/m²)　e：間隙比(=0.751)

σ_m'：有効平均主応力(=(1+k_0)/2・σ_v')

σ_v'：有効上載圧　k_0：水平土圧係数(=0.5)

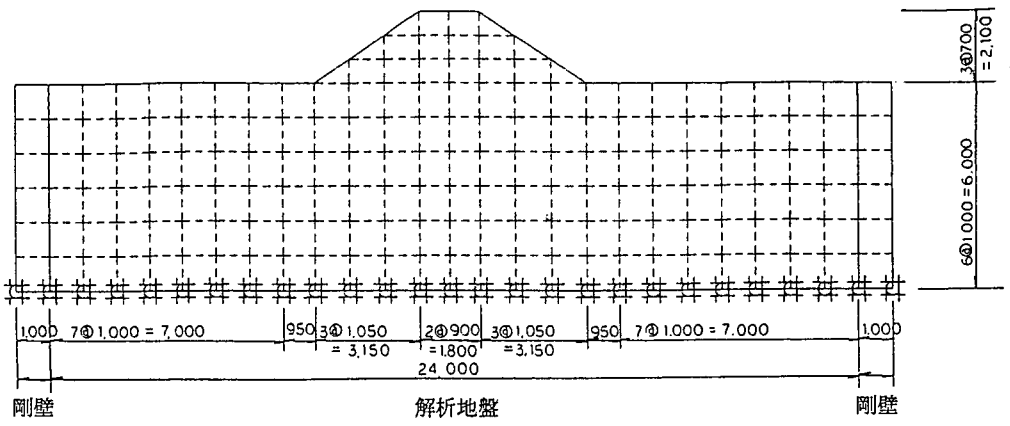
以上設定したパラメータを表－5.3.5に示す。

表－5.3.5　パラメーター一覧表（盛土）

物理定数	密度　ρ	1.954　t/m³
弾性係数	せん断弾性係数　G	6,900　tf/m²
	ポアソン比　υ	0.33

3) 解析条件

解析は、実サイズのモデルに対して実施するため、模型を30倍したものを解析モデルとする。ＦＥＭモデルを図－5.3.16に示す。



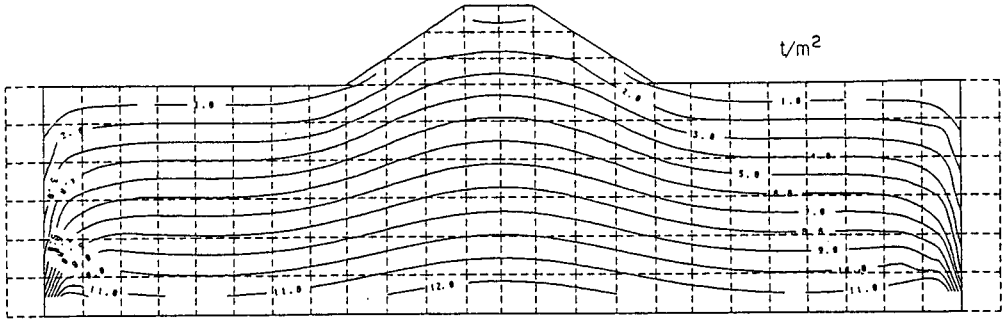
図－5.3.16　地盤モデル

・　初期応力解析

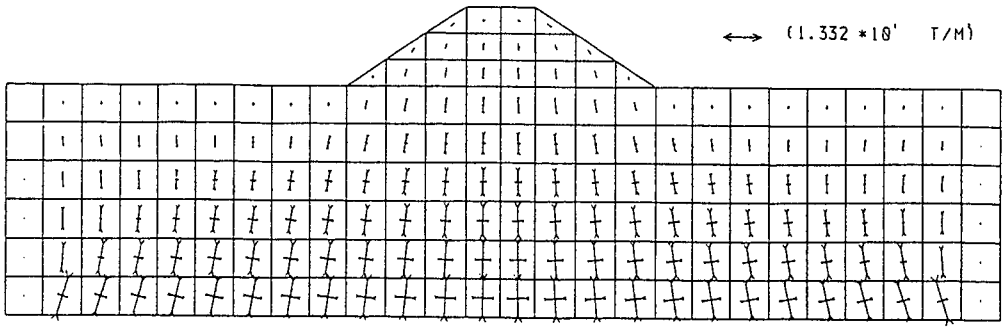
動的解析時の初期応力を算定するため、砂地盤・盛土部ともに一層系の材料として静的有限要素法解析を行った。砂地盤の物理定数、及び弾性係数は、動的解析に使用するものと同様とした。境界条件は、遠心模型実験時の条件を考慮して、側方は幅１ｍの剛壁を設置し剛壁と砂地盤はジョイント要素により垂直方向に移動可能とし、底面は水平鉛直とも固定とした。解析の結果得られた主応力のコンターを図－5.3.17に、主応力図を図－5.3.18に示す。

・　動的解析

地盤のパラメータは、盛土部で初期応力解析と同じ、砂地盤は西モデルとした。境界条件は、初期応力解析と同様である。時間積分間隔は0.01秒とした。入力地震動は、振動台上の加速度記録を実サイズに換算したものを用いた。また、数値解析的な安定を図るため、質量比例型の減衰を採用し、減衰定数h=5%、係数α算出時の１次の固有周期として地盤の１次の卓越周期（T=0.11秒）から、αを5.709とし



図－5.3.17　鉛直主応力（σｙ）のコンター図



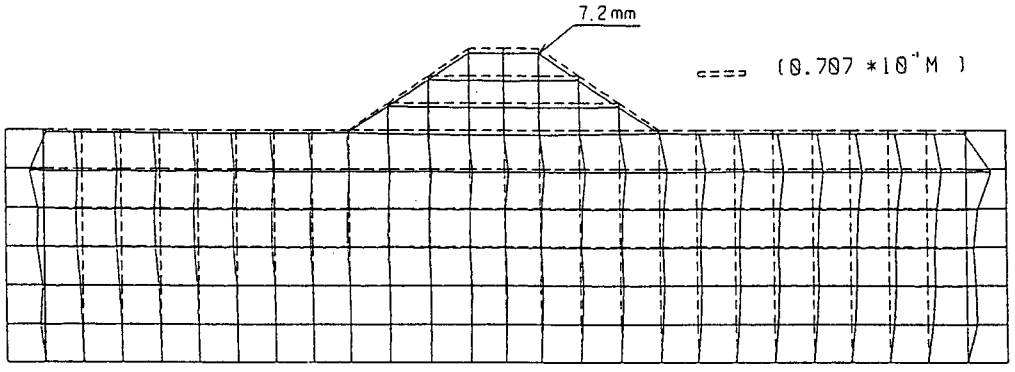
図－5.3.18　主応力のベクトル図

た。（$\alpha = 4\pi h/T$）

(3)　解析結果

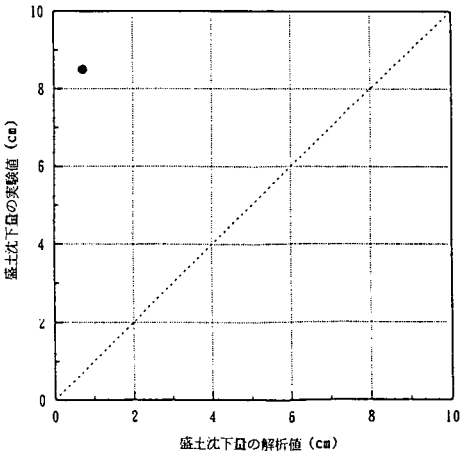
1)　変　形

図－5.3.19に変形図を示す。この変形は、加振終了後１秒間解析を行った結果である。また、図－5.



図－5.3.19　変形図

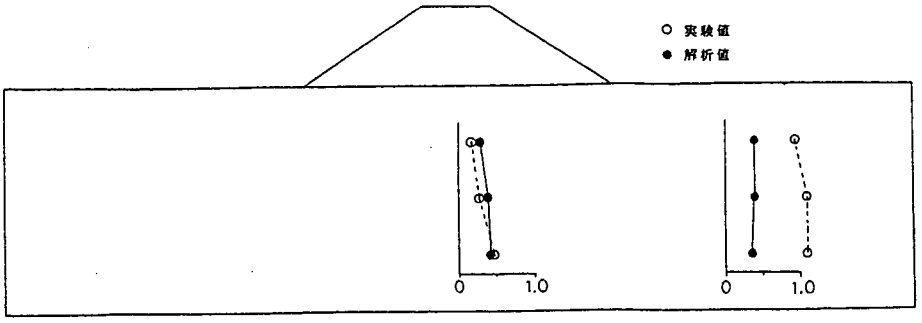
3.20は盛土天端の沈下量の実験値と解析値を比較したものである。盛土天端の沈下量は、実験値で80㎜、解析値で7.2 ㎜とワンオーダー違うものとなっている。変形の傾向は、実験では盛土が沈下し地盤が盛土の側方に移動しており、移動量は盛土法尻付近が大きく法尻から離れるほど小さくなっている。これに対して解析結果では、地盤は側方移動しているが、移動量が盛土法尻より離れるほど大きくなっている。



図－5.3.20　盛土の沈下量の解析値と実験値の比較

2)　過剰間隙水圧比

図－5.3.21に、最大過剰間隙水圧比の実験値と解析値の比較を示す。盛土の下では、実験値とほぼ一致しているが、



図－5.3.21　最大過剰間隙水圧比の実験値との比較

盛土の側方では実験値より低くなっている。

(4) まとめと課題

遠心載荷実験に対してＮＡＮＳＳＩによる解析を行ったが、実験をシミュレートできたとはいえない。課題としてつぎの点が挙げられる。

① 沈下量が小さくでているが、加振終了後１秒では過剰間隙水圧が消散しておらず、土粒子間の間隙が減少していない。間隙水圧が消散するまで計算を行うとさらに沈下する可能性がある。

② 最大過剰間隙水圧比が、盛土の側方で上昇していない原因が不明である。

③ 動的解析時に、ジョイント要素が破壊し水平方向に移動している。このため側方変位に異常があると思われる。

以上の課題に対してプログラム作成者と調整の上、検討を行う必要がある。

（戸田建設）

参考文献

1) 構造計画研究所：ＮＡＮＳＳＩ／２Ｄ使用説明書、1991.

2) 大波正行、他：“有効応力法に基づく２次元動的非線形解析コードの開発とその適用例”第14　回土木情報シンポジュウム、1989.10

3) 金谷守、西好一：“地震時における基礎地盤の安定性評価（その４）－土粒子の骨格と間隙水の相互作用を考慮した応答解析法の開発－”電力中央研究所報告、U87029, 1987.

4) 西好一、金谷守：“地震時における基礎地盤の安定性評価（その５）－繰り返し載荷時における非弾性構成式の提案と地震応答解析への適用－”電力中央研究所報告、U87033, 1987.

5) 金谷守、西好一：“地震時における基礎地盤の安定性評価（その６）－有効応力に基づく二次元非線形応答解析の開発とその適用－”電力中央研究所報告、U88029, 1988.

6) Nishi, K. and Kanatani, M. : “Constitutive relations for sand under cycle loading based on elast-plasticity theory”、土質工学学会論文報告集、Vol. 30, No. 2, 1990.

7) Fukushima, S. and F, Tatsuoka : Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremaly low pressures, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp. 33-48, 1984

5.3.6　ＬＩＱＣＡによる解析

解析手法の概要[1),2)]

基礎方程式は、土と水の２相系からなる多孔質材料に対し、Biotにより提案されたモデルに基づくものある。ＬＩＱＣＡでは、未知数を変位，間隙水圧とする定式化をしている。（u-p formulation）

構成式は、岡・足立の砂の構成式を使用した。本構成式は、ほとんどのパラメータを通常の室内三軸圧縮試験などから直接的に求めることができる。ただし、硬化関数を表現するためのパラメータについては、要素試験等の数値シミュレーションを行いフィッティングを行う必要がある。

支配方程式の離散化において、釣り合い方程式の空間離散化は４節点アイソパラメメトリック要素を用いた有限要素法を用いる。運動方程式の離散化については時間領域の直接積分法としてニューマークのβ法を用いる。

本節は、解析手法の概要にとどめ来年度解析を行う予定である。

参考文献

1)　㈶防災研究協会：２次元液状化解析プログラムの開発に関する調査・研究，平成２年３月.

2)　八嶋厚，岡二三生，柴田徹，渦岡良介：ＬＩＱＣＡによる解析，地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集，pp.165-174，1991.

（復建調査設計）

5.4　ジオテキスタイルによる耐震対策の検討

5.4.1　目的と検討概要

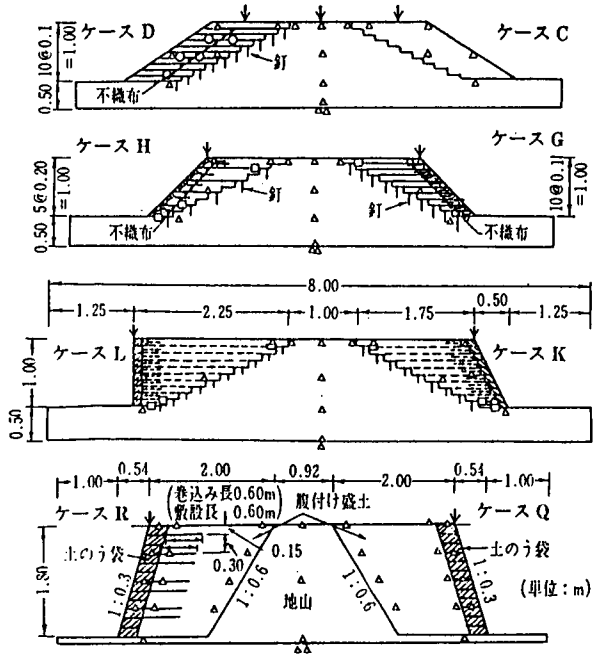
本検討は液状化を生じる地盤上の盛土・堤防の耐震対策として、ジオテキスタイルを盛土内に敷設する補強土工法の適用性についてこれまでの実験事例等を参考にして解析的にその効果を評価し、また、設計の考え方を提案することが目的である。すなわち、ジオテキスタイルによる盛土補強工法が主たる対策としてではなく、他の対策工法の補助的手段ないしはレベル１（Ｌ１）の地震についてはある程度この工法のみで対応できるような適用範囲を提示することができれば、経済的な対策となるところに特長がある。

この対策工法は盛土内にジオテキスタイルを敷設する施工工程によるものであることから、基本的には新設盛土のみに適用されるものである。

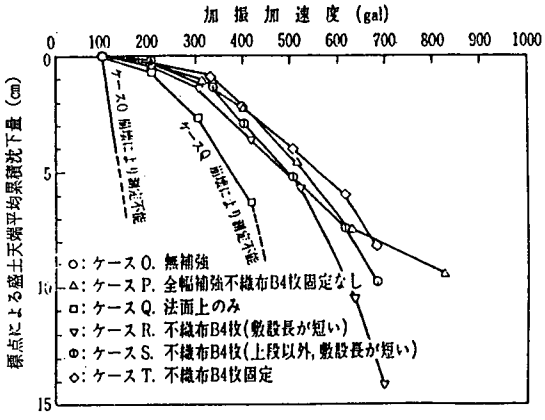
また、盛土体を補強するのみの対策であることから、支持地盤の液状化による盛土体への沈下の影響は無視できない。したがって、構造物としての許容沈下量との対比が設計上の前提となるが、沈下を生じても盛土構造物としての機能が維持されること、また、復旧が容易であることといった観点において、本対策工法の検討を進めるものである。本年度は、検討の初期段階であることから、設計法を確立するための検討方針並びに最終的な設計法のイメージについて提示し、そのための課題を整理した。

5.4.2　ジオテキスタイル補強盛土の液状化対策効果の実験例

これまで、ジオテキスタイルを用いた補強土構造物の設計の考え方は、いくつかの研究機関による実験ならびに解析によって検討されているが、これらのほとんどは土構造物を対象としたものであり[1) 2) 3) 4)]（例えば図－5.4.1）、地盤の液状化を対象としたものは少ない。



（ａ）模型の形状

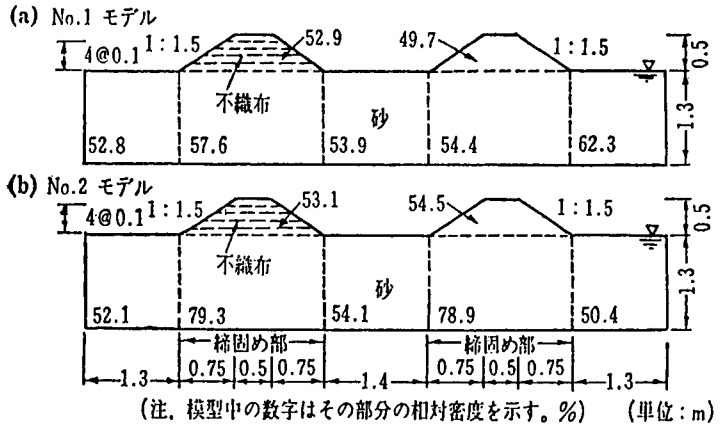


（ｂ）盛土の累積沈下量と加振加速度の関係
天端平均累積沈下量（盛土高1.8m）

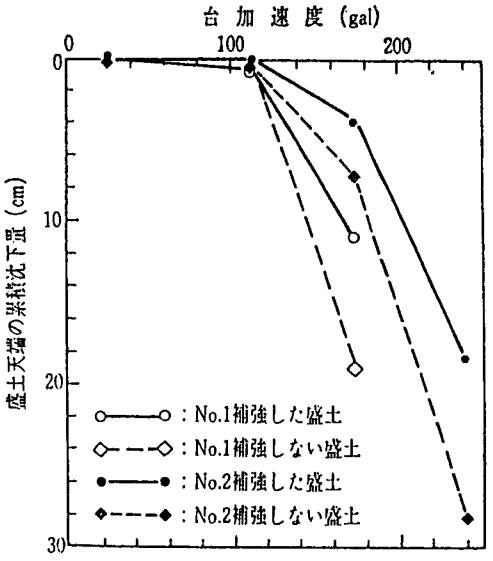
図－5.4.1　補強土構造物模型の振動台実験の例[1)]

このような状況において土木研究所では液状化を生じる地盤上の盛土について、ジオテキスタイルによる盛土補強対策効果に関する振動台実験を行っている[5]。図－5.4.2は実験模型、図－5.4.3は盛土天端の累積沈下量と台加速度の関係、また、図－5.4.4は模型の変状形態を示したものである。図－5.4.3によれば、台加速度120galを越えるころより天端沈下量が増加し、ジオテキスタイルにより補強された盛土は無補強のケースより沈下量が小さめである。しかし、沈下軽減の程度はあまり顕著ではないようである。

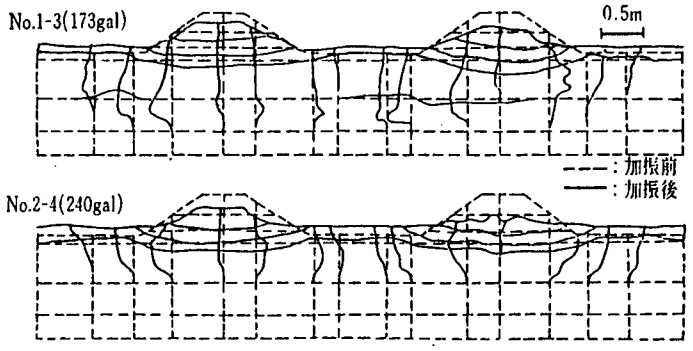
一方、図－5.4.4に示されるように、ジオテキスタイルで補強された盛土の変状は無補強の場合壊滅的な破壊を生じる傾向を示すのに対し、補強された場合は盛土の形状は維持されている。このことから、道路盛土あるいは堤防としての機能の維持の観点からは、対策効果の有効性が推察され、復旧対策も軽微となる可能性をうかがうことができる。これらの特長を活かすことが本検討の目的である。



図－5.4.2　実験模型[5]



図－5.4.3　盛土の天端累積沈下量と台加速度との関係[5]



図－5.4.4　模型の変状[5]

5.4.3　検討方針

ジオテキスタイルによる盛土補強としての液状化対策の設計法を確立するための検討方針を図－5.4.5のフローに示す。すなわち、

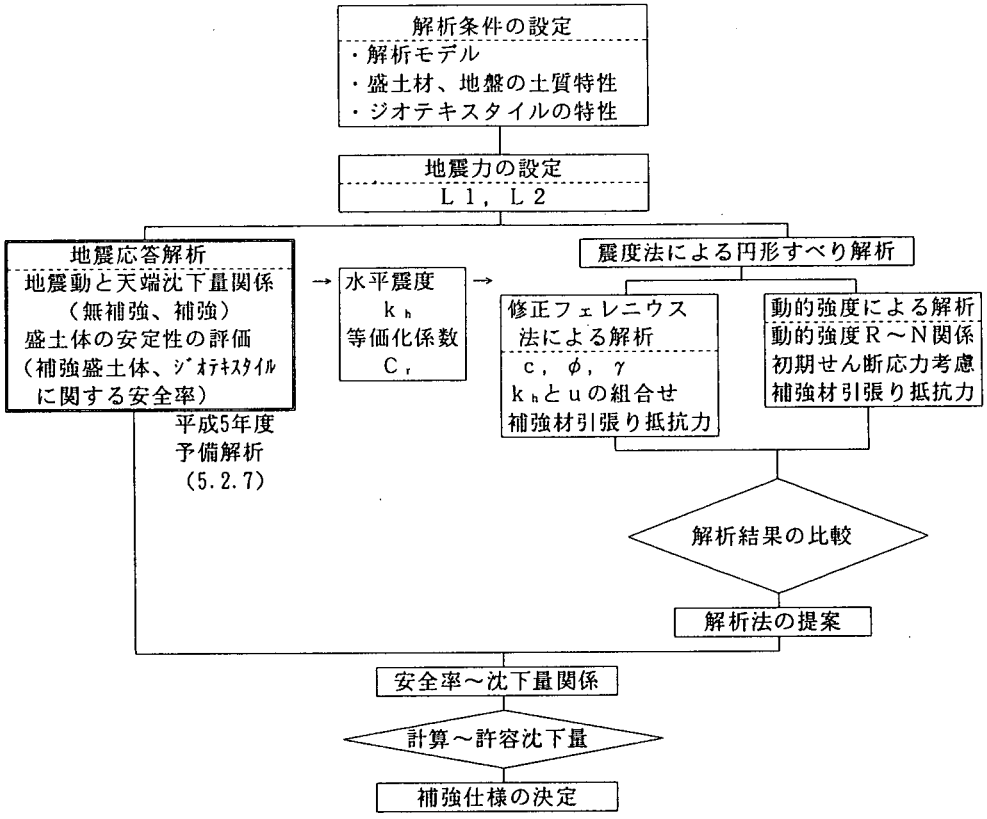
① 対象とするモデルにおいて、異なる2水準の地震力に対して応答解析を実施し、盛土天端沈下量および水平震度k_hを求める。

② ①で得られた水平震度を用いて修正フェレニウス法による円形すべり解析を行い、すべり安全率と①による天端沈下量の関係を求める。

③ 初期せん断応力の考慮のもとに動的強度を用いた円形すべり解析を行い、すべり安全率と①による天端沈下量の関係を求める。

④ 地盤の液状化によって予想される沈下量と許容沈下量との対比の中で補強仕様を決定する。

このとき、ジオテキスタイルによる対策の適用が可能な地震力の限界を求め、必要によって他工法との組み合わせを検討する。



図－5.4.5　解析方針のフロー

5.4.4　設計法のイメージ

(1)　ジオテキスタイル敷設による対策パターン

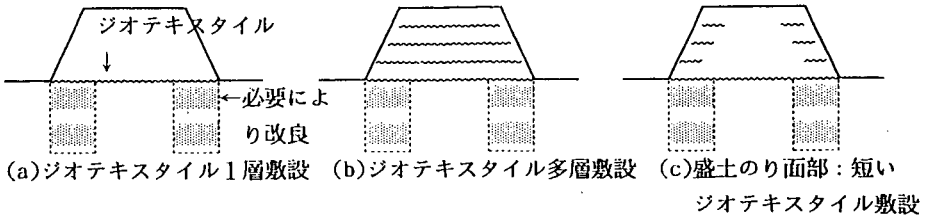
ジオテキスタイルの敷設パターンは図－5.4.6に示すように盛土下端に1層敷設するケース、盛土内全幅多層敷設するケース、および盛土のり面部に短い補強材を敷設するケースの3種類が考えられる。また、必要によって支持地盤の改良と組合せた工法もありうる。

(2)　設計のフロー

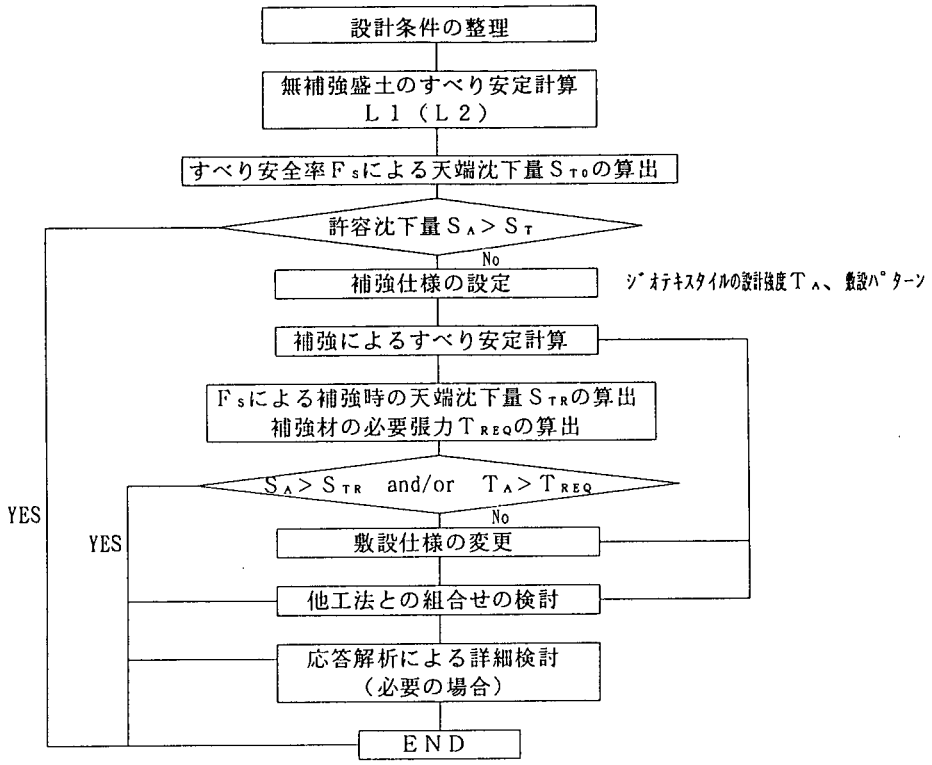
ジオテキスタイル敷設による対策工の設計の基本フローは図－5.4.7に示すとおりである。

1)　設計条件の整理

設計条件の整理としては、盛土・支持地盤の形状および土質特性・液状化特性、設計地震力の水準、



図－5.4.6　ジオテキスタイル敷設パターン



図－5.4.7　設計のフロー

適用構造物としての許容沈下量、また、応答解析に基づく詳細検討を要する重要構造物あるいは複雑な施工条件であるかを整理する。

2)　無補強盛土の安定計算

無補強盛土に対してレベル1あるいはレベル2に相当する水平震度k_hを考慮した安定計算を行い、すべり安全率F_Sを求める。この場合、修正フェレニウス法あるいは動的強度法の何れかとする（今後の検討結果を反映させる）。

3)　盛土天端沈下量の算出

2）の計算結果によるF_Sと盛土天端沈下量の関係（今後の検討により関係図あるいは関係式を求める）から、盛土天端の沈下量を算出する。

4)　ジオテキスタイルによる補強の必要性の判定

3）による盛土天端沈下量S_Tと構造物としての許容沈下量S_Aの比較によって、以下の判定を行う。

$S_T \leqq S_A$：ジオテキスタイルによる補強対策不要

$S_T > S_A$：ジオテキスタイルによる補強対策必要

5) 補強仕様の設定

4）の検討において、S_T と S_A の差の程度により、(1)の図－5.4.6で示した補強パターンを選定する。また、ジオテキスタイルの種類（設計強度 T_A ）を仮設定する。あるいは、許容沈下量を満足するために必要なすべり安全率 F_{SREQ} に対して不足する全補強材力の最大値（ΣT_{REQ}）$_{MAX}$ を満足するようなジオテキスタイルの T_A および敷設層数を決定する。また、盛土体自体の地震時の安定性が問題となる場合には、ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル[6]（以下ジオテキスタイル補強土マニュアルと略す）に準じて補強材の配置を決定する。

6) 補強によるすべり安定計算

5）でジオテキスタイルの敷設パターンを仮設定した場合には、円形すべり計算によってすべり安全率を求め、これから盛土天端沈下量 S_{TR} を算出し、許容沈下量を満足するように補強仕様を変更する。

また、ジオテキスタイルに必要とさせる張力 T_{REQ} が T_A を満足しているかをチェックし、満足しない場合にはジオテキスタイルの強度の増加あるいは敷設層数の増加の何れかを経済性を考慮して決定する。

7) 他工法との組合せの検討

ジオテキスタイルによる補強対策のみでは許容沈下量以下に抑えることができない場合には、他の対策工法との組み合わせを検討する。

8) 応答解析による詳細検討

対象とする構造物が重要である場合、あるいは施工場所の地盤性状が複雑であり、応答挙動を簡易手法で判定すると実際と異なると判断される場合には、応答解析による詳細検討を実施して、対策工法の設計を行うこととする。

(3) 安定計算の基本概念

1) 地震時における盛土の破壊形態の分類

地震時の盛土面の安定性を考える場合、震度法によるすべり計算法が一般的に用いられている。この計算法による解析結果は、安全率という形で表現されるがこの値は土の自重及び地震力の和（滑動力）と土の強度（抵抗力）の比により表される。従来の震度法では、土の強度定数として等方圧密応力下の静的試験結果から得られた c 及び ϕ が用いられている。しかしながら、このような方法では適切な地震時の強度定数を用いたとは言えない。石原[7]及び古賀・松尾ら[8]は、従来の震度法の欠点を指摘し、飽和砂質土の繰返しせん断試験結果に基づき、常時の最小すべり面（潜在すべり面）にあらかじめ作用している初期せん断応力を考慮した地震時斜面安定解析を行った。また、藤井・兵動ら[9]は、常時の潜在すべり面にとらわれず、様々な初期せん断応力を受ける飽和砂の繰返し三軸試験結果を用い、初期せん断応力と繰返しせん断応力の組み合わせにより飽和砂斜面の地震時最小すべり面を見いだし、安定検討を行った。

地震時の繰返しせん断による地盤の破壊形態を大別すると次の3つに分けられる。

① 繰返しせん断中に発生する間隙水圧の上昇に伴うフロー破壊

② 繰り返しせん断中に発生する塑性ひずみの累積による破壊

③ 繰返しせん断後の残留している間隙水圧に伴う静的強度の低下による静的せん断破壊

①は、非常に緩い飽和砂あるいは非塑性の飽和シルトが繰返しせん断応力の作用に対して体積収縮しようとするために急激に間隙水圧が上昇し、強度低下を伴いフロー破壊を起こものである。石原[7]は、砂質土のフローのおきる条件を静的応力τ_cと動的応力τ_dの和が残留強度S_uより大きくかつ静的応力が残留強度より大きい時としている。従って、フロー破壊に対する安定検討を必要とする地盤はフロー破壊が生じる可能性の高い相対密度が５０%以下の砂地盤、あるいは非塑性なシルト地盤である。

②は、ある土が繰返しせん断中に発生する残留ひずみが蓄積し破壊に至ってしまうものである。石原[7]は、砂質土の累積ひずみのおきる条件を静的応力と動的応力の和が残留強度より大きくかつ残留強度が静的応力より大きい時としている。従って、塑性ひずみの蓄積で地盤の安定検討を必要とする砂地盤は相対密度が５０%以上の比較的中密な地盤である。

③は、ある土が繰返しせん断を受けることにより発生する過剰間隙水圧が潜在すべり面に作用する抵抗力を減少させ、すべり破壊に至るものである。従って、この破壊に対する安定検討を行う場合の強度定数としては、静的非排水せん断試験結果のc'及びϕ'が用いられる。この方法は、①, ②のように地震中の安定度評価に使用するのではなく、むしろ地震後の安定度評価に使用するものであり、すでに捨石鉱さいたい積場建設基準同解説[10]の中にも採用されている。ただし、繰返しせん断中に発生する過剰間隙水圧の評価は、初期の応力状態を考慮した上で求めることが必要である。

2) 安定計算法

① 繰返しせん断中に発生する間隙水圧の上昇に伴うフロー破壊の場合

従来、円弧すべりに対する地震時安全率を求める場合、修正フェレニウス法などを用いることが多い。本解析でも、修正フェレニウス法を若干修正した式を用い滑動力の算定を行う。

$$F_d = \frac{\Sigma \tau_{df} \cdot l + \Sigma T_i}{\Sigma \{W \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot (y/R)\}} \quad \cdots\cdots (5.4.1)$$

ここで、F_d：地震時安全率

W：各スライスの単位長さ重量

R：すべり面の半径

k_h：水平震度

y：すべり円弧の中心と各スライスの重心との鉛直距離

l：すべり面の長さ

α：すべり円の中点とすべり円を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度

τ_{df}：フロー破壊に対する強度

T_i：ジオテキスタイルの引張力

なお、式（5.4.1）では地震力による有効直応力の変動はないものとしている。式（5.4.1）の安全率F_dが最小となる円弧を見いだし、それを地震時に最も危険なすべり面と仮定し検討を行う。

② 繰り返しせん断中に発生する塑性ひずみの累積による破壊の場合

$$F_d = \frac{\Sigma \tau_{df} \cdot l + \Sigma T_i}{\Sigma \{W \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot (y/R)\}} \quad \cdots\cdots (5.4.2)$$

ここで、τ_{df}：残留ひずみ破壊に対する強度

③ 繰返しせん断後の残留している間隙水圧に伴う静的強度の低下による静的せん断破壊の場合

$$F_d = \frac{\Sigma \{(W - U \cdot b) \cdot \cos\alpha\} \tan\phi' + \Sigma c' \cdot l + \Sigma T_i}{\Sigma W \cdot \sin\alpha} \quad \cdots\cdots (5.4.3)$$

ここで、$U = U' + U \cdot l$

U：液状化による過剰間隙水圧を考慮した各スライスのすべり面上に働く間隙水圧

U'：各スライスのすべり面上に働く静的な間隙水圧

U・l：各スライスのすべり面上に働く液状化による過剰間隙水圧

b：スライスの幅

5.4.5 課　題

本年度はジオテキスタイルを盛土内に敷設することによる液状化対策工法としての効果を設計に反映させるために、耐震効果に関するこれまでの実験の紹介、簡易法および詳細法の解析方針のまとめ、並びに設計法のイメージとフロー案を整理した。今後、ジオテキスタイル工法による液状化対策の設計法を確立するために必要とされる検討課題を以下に示した。

(1) 設計地震力の設定

レベル1およびレベル2の地震力として、震度法による水平震度k_hを如何に設定するか。幾つかの代表モデル地盤において応答解析し、盛土に作用する水平加速度のオーダーを決定する必要がある。

(2) 盛土天端沈下量の算定

簡易法としてすべり安全率と盛土の沈下量の関係づけが重要であり、検討を要する。

(3) すべり安定計算式

すべり安定計算式として、修正フェレニウス法を用いる場合、間隙水圧の上昇量と水平震度の組み合わせの考え方を整理する必要がある。

また、初期せん断を考慮した動的強度による安定計算の考え方がより実際に近いと考えられるが、これまで多用されてきた上述の計算式による結果と如何に整合を図るか。

(4) 地震応答解析

ジオテキスタイルによる盛土の補強効果の検討において、ジオテキスタイルの敷設様式に変化を持たせた解析を行う必要がある。また、他工法との組合せによる場合も解析する必要がある（他工法の解析結果との連携を図る）。

(5) 補強材力の計算

簡易法によるジオテキスタイルの補強材力を算定する場合、支持地盤の沈下によって発生する補強材力の算定方法を確立する必要がある。

（復建調査設計）

参考文献

1) 建設省土木研究所：補強盛土の耐震性に関する実験報告書（その２）、土木研究所資料、第3066号、1992.

2) 古賀泰之、谷口栄一、伊藤良弘、坂口昌彦、中西章、酒井卓也：ジオテキスタイル補強盛土の模型振動実験、第１回ジオテキスタイルシンポジウム、pp. 57～60, 1990.

3) 村田修、館山勝、龍岡文夫：短い面状補強材と剛な壁面を有する盛土の中型振動実験、第25回土質工学研究発表会、pp. 2019～2022, 1990.

4) 館山勝、村田修、龍岡文夫：短い面状補強材と剛な壁面を有する盛土の大型振動実験、第25回土質工学研究発表会、pp. 2023～2026, 1990.

5) 建設省土木研究所：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書、土木研究所資料、第2769号、1989.

6) ㈶土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, 1993.

7) Kenji Ishihara, Susumu Yasuda, Yoshitada Yoshida : Liquefaction-Induce Flow Failure of Embankments and Residual Strength of Silty Sands, Soils and Foundation, Vol. 30, No. 3, pp. 69-80, 1990.

8) 古賀泰之・松尾修：震度法すべり計算法に用いる土の動的強度に関する考察, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp. 867-870, 1986.

9) 藤井照久・兵動正幸・安福規之・村田秀一：初期せん断応力を考慮した飽和砂斜面の地震時安定解析－斜面と安定解析と安定化工法の諸問題－, 第３６回土質工学シンポジウム, pp. 35-40, 1991.

10) 通産省立地公害局日本鉱業協会；捨石鉱さいたい積場建設基準及び解説, 1982.

5.5　鋼材を用いた耐震対策の検討

5.5.1　鋼材による盛土の液状化対策

鋼材による盛土の液状化対策に関しては、ＪＲの「鉄道盛土の耐震設計の手引き」[1]や、道路協会の「道路震災対策便覧」[2]において鋼矢板締切工法を中心に対策工の基本的設計方針が記述されている。鋼矢板締切工法は一般的には盛土の両端に鋼矢板を打設して頂部をタイロッドで連結する工法であるが、鋼材による盛土の液状化対策としては、この他にもいくつかの工法が提案されており、ここでは鋼材による種々の対策工の分類と設計における課題を整理しておく。

これまでに提案されている鋼材による盛土の液状化対策を分類すると以下のようなものがある。

(1)　鋼矢板を盛土の両端或いは中間に打設する工法

(2)　鋼矢板を盛土の両端に打設し、頂部をタイロッド或いはアンカーで補強する工法。

(3)　排水機能を有する矢板を盛土の両端に打設する工法。

(4)　鋼管杭を離散的に盛土の両端、中間、または下部に打設する工法

(5)　排水機能を有する鋼管杭を離散的に盛土の両端、或いは下部に配置する工法。

一方で、盛土の地震時の被害パターンは、土木研究所による調査[3]によって次の４つのパターンに分類されている。

①　盛土の法面がすべり破壊する場合

②　盛土と地盤がすべり破壊する場合

③　盛土全般が破壊、沈下する場合

④　盛土は比較的健全であるが、全体的に沈下する場合

これらの被害パターンと土質条件や地震外力との関係は充分に明確にされてはいないが、想定される原因の分類と鋼材による対策工の有効性に関して表－5.5.1 にまとめておく。

表－5.5.1　盛土の被害パターンと鋼材による対策工の可能性

被害パターン	原因に推定				鋼材による対策工の有効性				
	すべり安全率		液状化安全率						
	法面 F_{S1}	地盤 F_{S2}	盛土外部 F_{L1}	盛土下部 F_{L2}	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
①法面のすべり	＜1	＞1	＞1	＞1	○	－	－	○	－
②地盤のすべり	＊	＜1	≒1	＞1	△	○	○	△	○
③全般破壊	＊	＜1	＜1	≒1	×	○	○	×	○
④全体沈下	＞1	≒1	＜1	＜1	×	○	○	×	△

但し、被害パターンの①－④及び対策工の(1)－(5)は本文中の番号と同一

また、 F_{S1}：盛土法面でのすべり安全率の最小値

F_{S2}：盛土と地盤を含むすべり安全率の最小値

F_{L1}：盛土の上載荷重が影響しない盛土外部地盤の液状化安全率

F_{L2}：盛土の上載荷重が影響する盛土下部地盤の液状化安全率

鋼材による液状化対策工の設計に関しては、鋼矢板工法や鋼管杭工法の設計に従って、外力と地盤反力が設定されれば設計が可能となる。この点に関しては(1)から(5)の対策工に関して共通の概念と言える。

鋼材による液状化対策工における外力の設定に関しては次の3種類の外力の適用が考えられる。

a) 常時土圧

b) 地震動による土圧の漸増成分

c) 土粒子及び間隙水の慣性力に起因する振幅成分

これらの外力の評価式や組み合わせに関しては、地盤の水平加速度と過剰間隙水圧と位相差や鋼材の剛性の影響に関していくつかの課題を有している。また、地盤の抵抗力については受働土圧と主働土圧のバランス点よりも下方についてのみ地盤反力バネを想定し弾性床上の梁計算を行う事ができる。これらの外力及び地盤抵抗の設定に関する課題を以下に列記しておく。

i) 盛土の外部と下部で液状化の安全率が異なるので、外力及び地盤抵抗の設定における過剰間隙水圧比を区別した検討が可能か。(外力: 漸増成分、振幅成分　地盤反力: バネ定数)

ii) 鋼材の柔性を考慮する事によって、外力の振幅成分の低減が可能か。

iii) 地盤加速度と過剰間隙水圧の発生に位相差があるので外力の設定における漸増成分と振幅成分の組み合わせに関する考慮が必要か。

iv) 排水機能を有する鋼材を適用した場合のバネ定数の設定。

v) 杭を離散配置した場合の砂抜けを抑止する最大間隔の設定。

このような課題に関して、適切な設計法案を確立するためには今後も実験・解析を実施していく必要がある。また、以上の検討によって鋼材の変形や応力度が算出されても、対策工として充分な許容水平変位や盛土の許容沈下量を設定する事も重要な課題であろう。

参考文献

1) 盛土耐震補強工設計の手引(案)、 昭和55年3月
国鉄、施設局土木課／鉄道技術研究所土質研究室／構造物設計事務所

2) 「道路震災対策便覧」、昭和63年2月、日本道路協会

3) 「地震による盛土の被災・復旧事例　調査報告書」土木研究所資料、第2716号
平成元年2月、建設省土木研究所

5.5.2 既往の研究と今後の課題

(1) 実験的研究

鋼材による盛土の液状化対策に関する実験的な研究として、これまでに以下のような論文が報告されている。

1) 大橋・那須:「鉄道盛土の耐震補強対策」
土と基礎、vol.28, No., pp.37－44, 1980

2) 古賀:土木研究所講演会講演集、「土構造物の耐震対策に関する新たな展開」

土木研究所資料、第2928号、1991

3) 古関・松尾 :「液状化地盤上の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析」

第29回土質工学研究発表会、PP.1053-1056,1994

4) H.Abe,K.Kusano:"Shaking Table Test for Ground with Embankment",

日米液状化ワークショップ, 1994

文献1),2) 及び文献4)は振動台実験であり、鋼材による対策工として文献1),2) ではタイロッド式の鋼矢板締切工法を対象とし、文献4)では剛性の高い2重鋼矢板工法を対象としている。また、文献2)では鋼矢板を非液状化層まで根入れさせた場合とさせない場合について比較実験を行っているが、非液状化層に鋼矢板を根入れさせることにより、盛土の沈下量が著しく減少している。また、Abeらの報告では2重鋼矢板壁を盛土の片側だけに配置する場合と両側に配置する場合の比較実験を行っている。片側配置の場合には、盛土が無対策側に変状して大きく沈下している。

文献3)では遠心力載荷実験によって盛土の両端に鋼製網を設置して対策効果の検討を行っているが、鋼製網による盛土の沈下量の減少は確認されていない。

(2) 解析的研究

鋼材による盛土の液状化対策に関する解析的な研究として上記の文献1)、3)、4)の他に以下のものが報告されている。

5)古賀・松尾他:「軟弱地盤堤防の耐震対策工法に関する検討報告書」

土木研究所資料、第2350号、1986

文献1)、3)、4)、5)の解析的な研究はすべて有限要素法による検討であるが、盛土の沈下量を有限要素法によって解析する場合の解析法としては下表のように分類される。

	運動方程式		構成方程式		透水方程式		圧密方程式		
	一相体	二相体	全応力	有効応力	Darcy	不透水	Biot	非圧縮	ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ 例
メソッド1	○	———	⇨○	———	———	———	———	⇨○	SADAP/GSTAR
メソッド2	○	———	⇨○	———	———	⇨○	⇨○		CONSEP
メソッド3	○⇦	———	———	⇨○⇦	⇨○	———	⇨○		DYNAFLOW
メソッド4		○⇦	———	⇨○⇦	⇨○⇦	———	⇨○		NANSI/DIANA

但し、表中の両矢印は連成解析を意味し、片側矢印は非連成解析を意味する。

文献5)では、メソッド1に分類される有限要素法によってタイロッド方式の鋼矢板締切工の液状化対策の解析がなされているが、鋼矢板Ⅲ型とタイロッドによる解析では充分な効果が認められていない。また、文献4)の実験結果をメソッド2に分類される手法で解析し、実験結果と同様な傾向が解析によって得られている。

(3) 今後の研究課題

鋼材による盛土の液状化対策に関する研究は、土と構造物の相互作用問題に属する課題であり、未だ解決されていない部分も多い。盛土のみの液状化対策に関しては、実験・解析技術が発展し、締固め工法や固化工法に関して多くの知見が得られるようになっており、鋼材による対策工法の実験解析に展開できるものと考えられる。

解析的な研究に関しては、全応力解析に基づく鋼材による耐震対策効果の検討がなされているが、排水機能を有する鋼材の液状化対策に関しては、有効応力解析による検討も必要となろう。

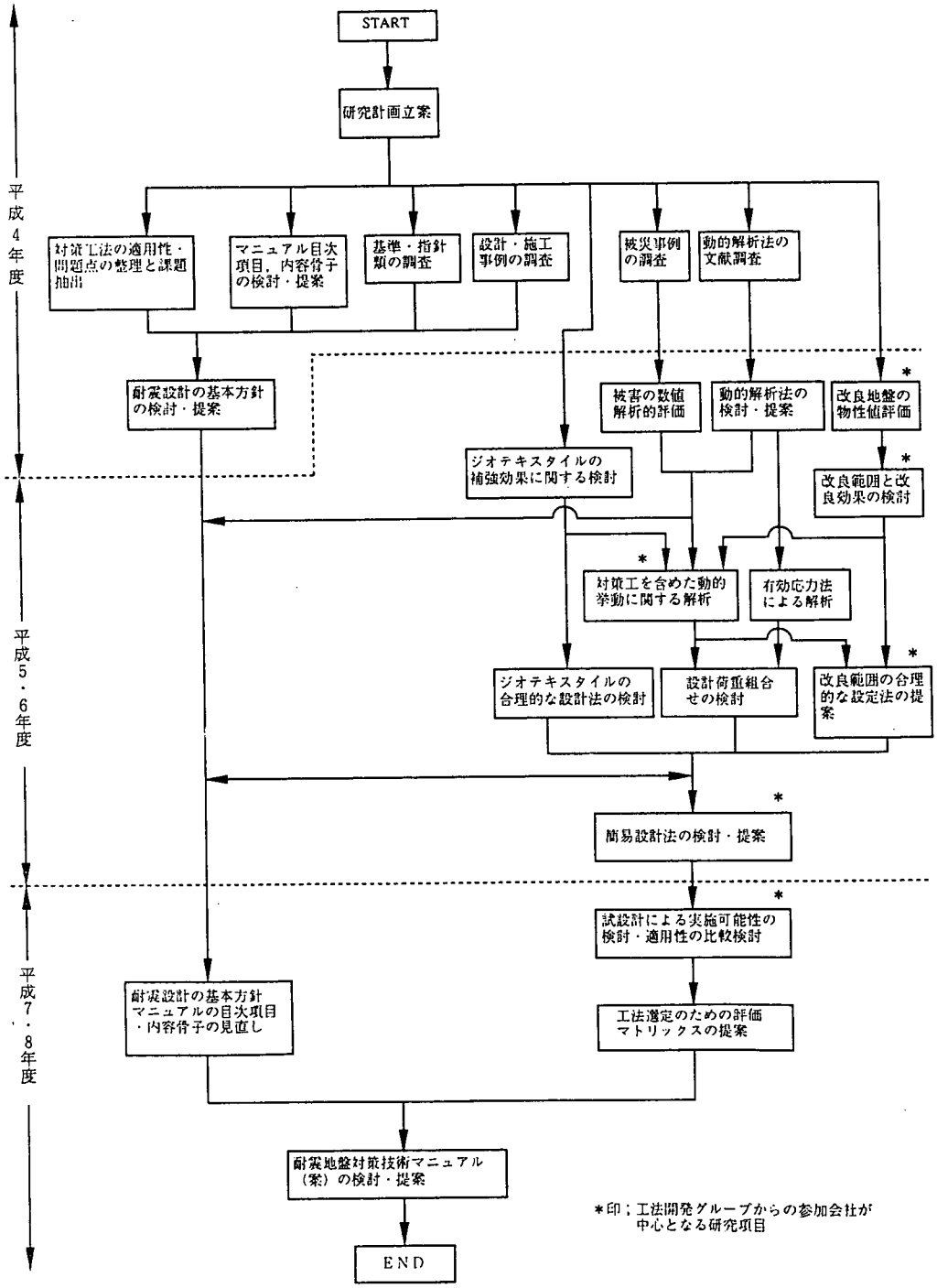
実験的研究に関しては一部で実施されているが、遠心力載荷装置によって地盤と鋼材の剛性や強度を的確にモデル化して対策効果を評価していく事が重要であろう。

（新日本製鐵）

5.6　今後の研究課題と研究計画

5.6.1　研究項目および実施手順の見直し

今年度は、昨年度末に見直した研究項目および実施手順に従って検討を進めるなかで、有効応力法に基づく地震応答解析による沈下量・変形量の予測の可能性検討や、対策工を含めた盛土の変形に関する一斉解析を実施した。結果のまとめは次年度に持ち越すこととなったが、これらを実施した現時点での研究項目の相互関係および実施手順を図－5.6.1に示す。



図－5.6.1　研究項目および実施手順（見直し後）

5.6.2　次年度の研究課題

今年度に実施した検討内容を踏まえて、次年度を中心とした今後の検討課題を以下に示す。

(1)　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究

1)　盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案

マニュアル（案）作成にあたって整理された今後の検討課題についての検討。

(2)　必要改良範囲の評価に関する研究

1)　改良地盤の物性値の評価

変形解析を行うために設定した改良地盤の物性値および設定手法を見直す。

2)　動的解析等による改良範囲と改良効果の検討

変形解析を行うために設定した改良範囲の設定手法を見直す。

3)　改良範囲の合理的な設定法の提案

盛土の円弧すべり計算や変形解析による経済的かつ効果的な改良位置と範囲の設定法や余裕幅の取り方等を検討する。

(3)　対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究

1)　有効応力法による解析

遠心模型実験モデルについて実施した有効応力法に基づく解析結果を実験結果や全応力法と比較し、盛土の変形量の予測手法としての現状と今後の可能性について検討し、設計荷重および簡易設計法の検討の参考資料とする。

2)　対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析

対策工を含めた盛土モデルの変形に関する一斉解析の結果を整理し、解析手法の適用性等についてさらに検討を加える。

3)　設計荷重組合せの検討

変形解析および有効応力解析の結果を踏まえて、時刻歴を考慮した設計荷重の組合せを検討するとともに、簡易設計法の検討に用いる静的な地震荷重の考え方、あるいは間隙水圧について検討する。

(4)　盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

1)　補強効果に関する数値解析による検討

ジオテキスタイルを用いた変形解析において、敷設様式の違いや他工法との組み合わせを考慮した解析を行い、補強効果について検討を加える。

2)　合理的な設計法の検討

すべり安定計算における間隙水圧の取扱い方やすべり安全率と盛土沈下量との関係付け等について検討し、合理的な設計法を提案する。

（間　組）

6章　地中構造物(線状・面状)に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

第６章　地中構造物（線状・面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

6.1　今年度の研究の概要

第３グループは線状地中構造物を、第４グループは面状地中構造物を担当している。今年度の研究内容も前年に引き続き両グループに共通な研究項目が多いため、両グループは合同で研究を実施した。

6.2では線状構造物の液状化対策工法の設計法を提案することを目的として、線状構造物の縦断方向の動的挙動を検討するため模型振動実験を実施し、その結果に基づいて応答変位法の液状化地盤への適用性について検討している。その結果として、液状化地盤の軟化による構造物独自の動的挙動、液状化層と非液状化層の境界での線状構造物の曲げ応力の増大、および液状化層を跨ぐ線状構造物の浮き上がり量に構造物の縦断方向両端部の境界条件が及ぼす影響についての知見を述べている。

6.3では地中構造物の液状化対策に地盤改良を用いる場合、改良範囲の設定方法について、現状の方法のまとめとその問題点の抽出を行い、問題点の克服のためには地中構造物の液状化による構造物の浮き上がり量の予測が重要であることを指摘している。ＦＥＭによる数値解析の適用性を解析コードＳＡＤＡＰおよびＧＳＴＲ２の組み合わせで試解析として永久変形解析を行い、改良地盤の幅と深さが改良効果（線状地中構造物の浮き上がり量の低減）に与える影響を分析している。

6.4では地中構造物の液状化挙動を研究するため、２次元動的有効応力解析を面状構造物に対して実施している。解析結果では液状化した周辺地盤が構造物の下側に回り込むことにより、構造物が浮き上がる変形が示された。

6.5では締固め工法、ドレーン工法、特殊石灰パイル工法および鋼材を用いた工法の４種類の地盤改良工法を対象にして、線状・面状地中構造物に対する液状化対策効果の定量的比較のため解析コードＳＡＤＡＰとＧＳＴＲ２を用いて、地盤条件と構造物を同一にした一斉解析を実施し、構造物の浮き上がり量の計算をしている。今年度は線状地中構造物の対策に締固め工法を適用したケースおよび面状地中構造物にドレーン工法を適用したケースを実施し、地盤改良することで構造物の浮き上がり量の低減が図れることが示されている。その他のケースも含んだ全体的な取りまとめは次年度以降の研究課題になっている。

（竹中工務店）

6.2　応答変位法の液状化地盤への適用性検討

6.2.1　概要と目的

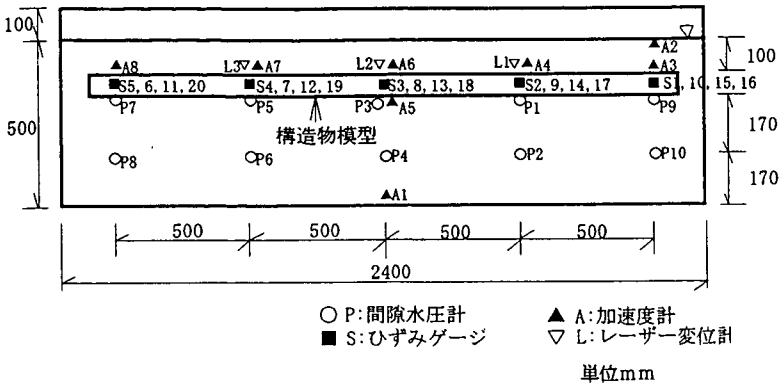
共同溝やシールドトンネルのような線状地中構造物の耐震性を考える際、横断方向に加え、縦断方向（長手方向）の検討が必要不可欠である。これは地中構造物の地震時挙動が周辺の地盤振動に依存するため、構造物長手方向に沿った地盤構造の変化や入力地震動の位相差などの影響を考慮しなければならないからである。これに対して現行の設計法（例えば「共同溝設計指針」、「水道施設耐震工法指針・解説」等[1)~5)]）では応答変位法が適用されている。応答変位法では、横断方向に対しては構造物と地盤を別々にモデル化し、この間をバネでつないで、あらかじめ求めた地盤変位をバネを介して構造物に外力として作用させている。長手方向に対しては、別途、表層地盤を水平方向に伝播する波を仮定し、これによって生ずる地盤の相対変位に基づいて構造物本体の耐震設計を行っている。しかしながらこの方法は、通常の非液状化地盤の動的挙動（地盤ひずみレベルが微小）に基づいて提案されたものであり、今回のような液状化地盤への適用は基本的には考えられていない。ただし、構造物本体に着目する場合に限り、液状化が生じても完全液状化までに至らなければ、一次近似として液状化の程度に応じて低減させた土質定数から地盤の変位とバネ定数を求めて設計を行うこともある。この方法にしても土質定数に対する低減率などのパラメータの決め方がまだ試行段階であり、液状化過程までを考慮した耐震設計法は確立されていない状態である。

本研究では、「液状化時の線状地中構造物の縦断方向の挙動を解明し、その動的解析法を検討するとともに、耐震対策工法の効果や問題点について検討をし、実用設計法の提案をする」ことを目的とする。今年度は、液状化時の線状地中構造物の縦断方向挙動の解明を目的として実施した模型振動実験の結果に基づき、応答変位法の液状化地盤への適用性について検討行った。

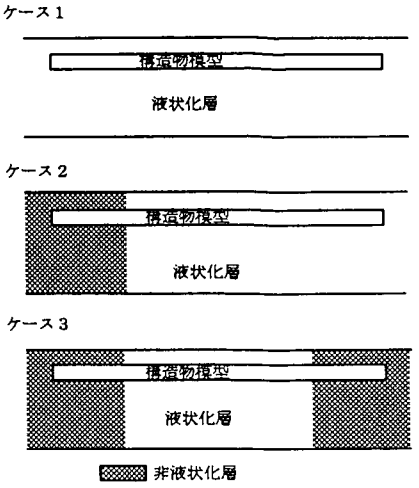
6.2.2　線状地中構造物の液状化模型実験

(1)　実験概要

実験は、長さ240cm、幅40cm、高さ60cmの鋼製土槽を用いて行った。図－6.2.1に実験概要図を示す。地盤の材料には、豊浦標準砂（Gs=2.64)を用い、高さ50cm、飽和密度ρ_{Sat}＝1.93gf/cm³、相対密度Dr＝47％の飽和砂地盤を水中落下法により作製した。地中構造物模型には、幅10cm、高さ6cm、長さ220cm、厚み1cmのアクリル製のものを用いた。また、模型にはみかけの密度ρ_sが1.19g/cm³になるように鉛版を模型の底面に設置している。計測は、図－6.2.1に示すように加速度計（3ch）、間隙水圧計（10ch）を地盤内に、加速度計（5ch）、ひずみゲージ（20ch）、レーザー変位計（3ch）を構造物に取り付け、加振開始と同時に計測を行った。入力波には、0Hz～30Hzまでの周波数帯域を持つホワイトノイズに形状関数を掛けて作成し、最大加速度は200galとし、軸直角方向に加振した。構造物の浮上がり安全率Fsは完全液状化を想定（共同溝側面摩擦抵抗及び上載土のせん断抵抗を無視）すると0.853である。実験は、図－6.2.2に示す液状化領域の違う3ケースの地盤モデルについて、それぞれ3回実施した。実験地盤モデルは、液状化時の挙動を明確にするために以下のように単純化したものである。ケース2・3では、構造物の端



図－6.2.1　模型地盤の概要とセンサの配置



図－6.2.2　実験地盤モデル

部より27.5cmの所を鋼製治具で固定して、非液状化領域と液状化領域の境界条件とした。

・ケース1　構造物全体が液状化層にある場合　→両端自由のはり

・ケース2　構造物の片側が液状化層にある場合→片側固定のはり

・ケース3　構造物の両側が液状化層にある場合→両端固定のはり

(2)　実験結果

実験結果は、計測や電気ノイズの少ない代表値について示す。その他の実験結果は、計測値と多少の大小があるが、全体的な傾向は同様な結果が得られている。

①　加速度応答および過剰間隙水圧

加速度応答および過剰間隙水圧の経時変化を図－6.2.3～図6.2.5に示す。図上段の加速度は、入力加速度（A1）を、下段はG.L-2.0cmの所（A2）の地盤の加速度応答である。過剰間隙水圧は、上段がG.L-16.0cm（構造物底面位置：P3）の所を、下段はG.L-34.0cmの所（P4）の値を示している。

各ケースの地盤が液状化した時間を表－6.2.1に示す。液状化の時間は、過剰間隙水圧及び加速度応答より判断した。液状化開始時刻に多少の違いがあるのは、計測開始時刻に多少の差があるためである。入力加速度、過剰間隙水圧の上昇傾向から判断して、3ケースとも同様な液状化傾向にあるものと判断できる。

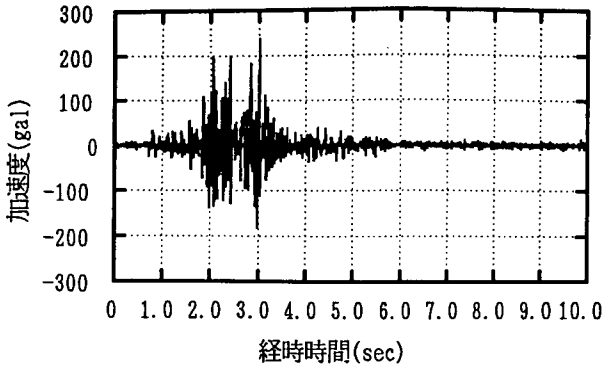
表－6.2.1　液状化時間

ケース1	2．0秒
ケース2	1．8秒
ケース3	1．5秒

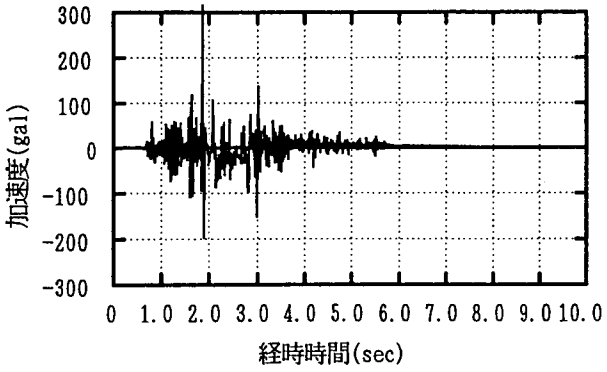
②　構造物の浮上がり量

構造物の浮上がり量の経時変化を図－6.2.6～図－6.2.8に示す。図中上段は構造物の端から160cmの位置（L1）の値を、中段は110cmの位置（L2）の値を、下段は60cmの値（L3）を示している。図－6.2.6におけるL1地点での浮上がり量が6秒以降計測されていないのは、構造物に取り付けているターゲットがずれたためである。

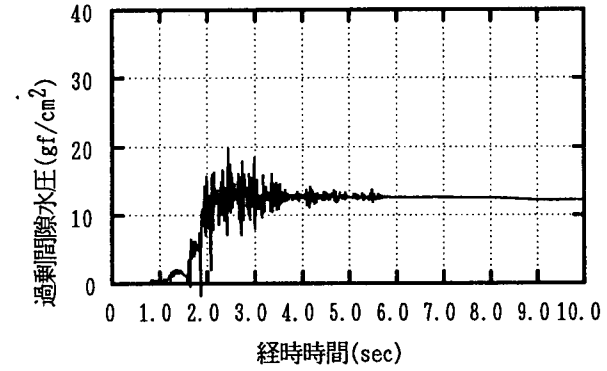
図－6.2.6より両端自由状態（ケース1）での構造物の浮上がり傾向は、地盤が液状化した時点（2秒）より急激に上昇し、加振後も徐々に浮上がっている。図－6.2.7より片側固定状態（ケース2）での浮上がり傾向は、地盤が液状化した時点（1.8秒）より急激に上昇し、加振後も多少浮上がる傾向に



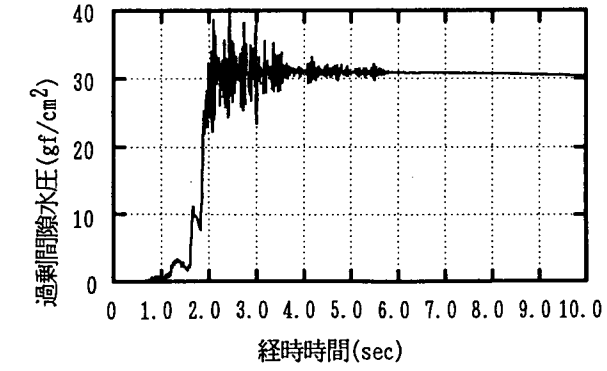
a) 入力加速度 (A1, G.L-50.0cm)



b) 地盤の応答 (A2, G.L-2.0cm)

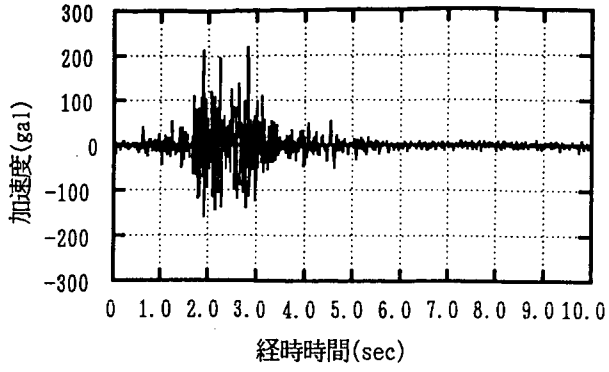


c) 過剰間隙水圧 (P3, G.L-16.0cm)

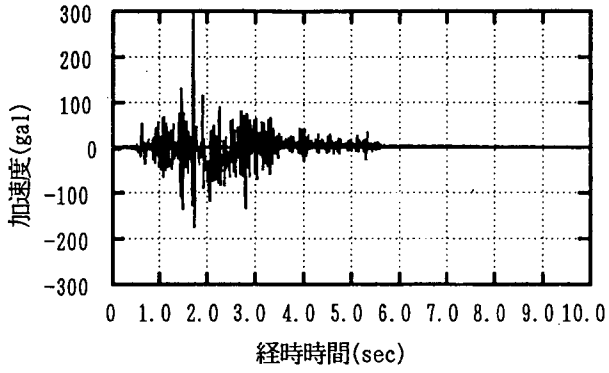


d) 過剰間隙水圧 (P4, G.L-34.0cm)

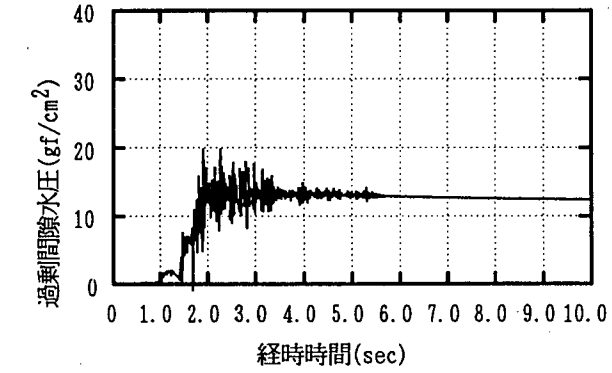
図－6.2.3 加速度および過剰間隙水圧の変化 (ケース1)



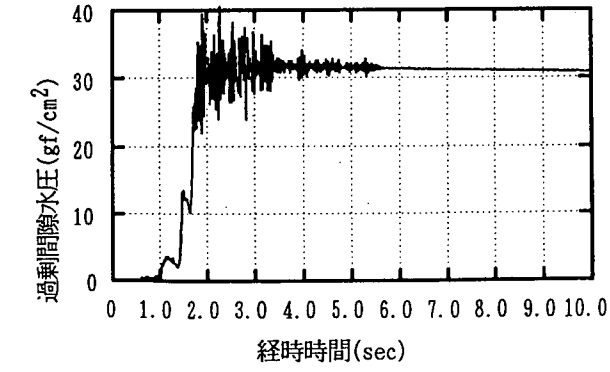
a) 入力加速度 (A1, G.L-50.0cm)



b) 地盤の応答 (A2, G.L-2.0cm)

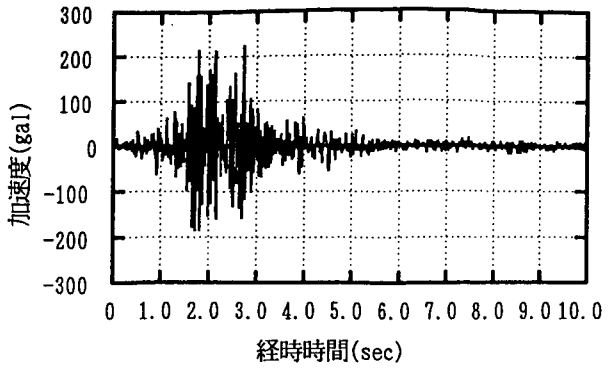


c) 過剰間隙水圧 (P3, G.L-16.0cm)

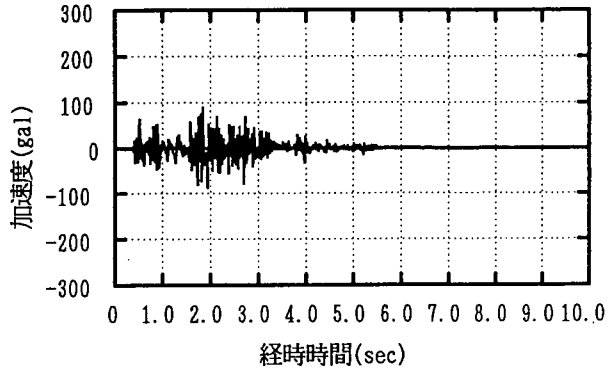


d) 過剰間隙水圧 (P4, G.L-34.0cm)

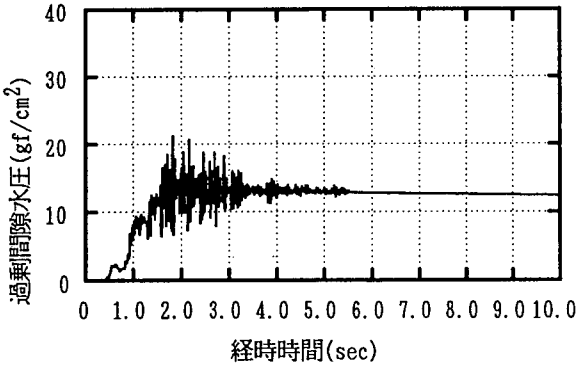
図－6.2.4 加速度および過剰間隙水圧の変化 (ケース2)



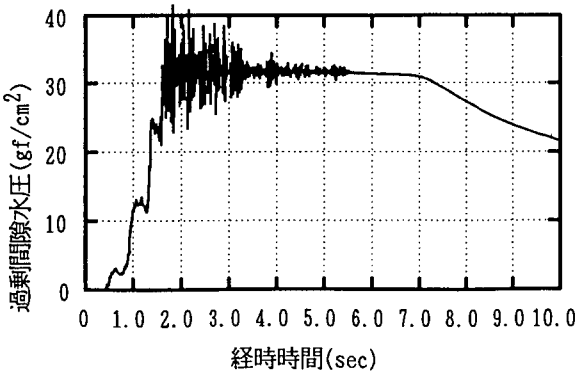
a) 入力加速度 (A1, G.L-50.0cm)



b) 地盤の応答 (A2, G.L-2.0cm)

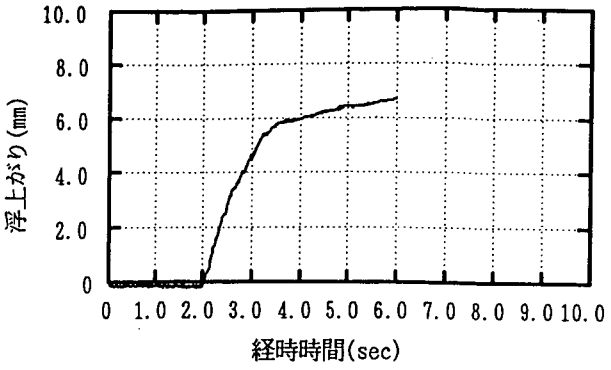


c) 過剰間隙水圧 (P3, G.L-16.0cm)

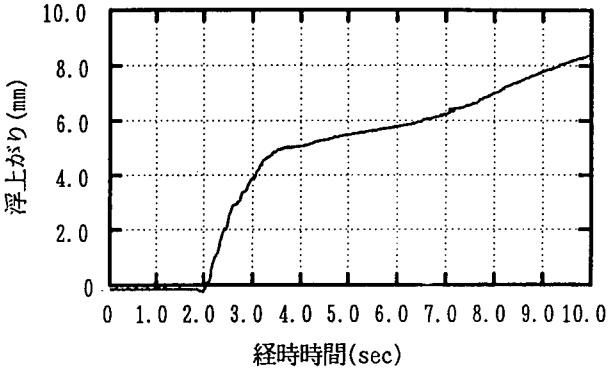


d) 過剰間隙水圧 (P4, G.L-34.0cm)

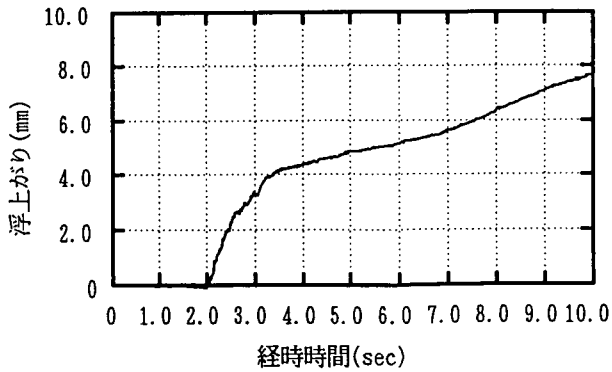
図－6.2.5　加速度および過剰間隙水圧の変化（ケース３）



a) 浮上がり量 (L1, 160cm)

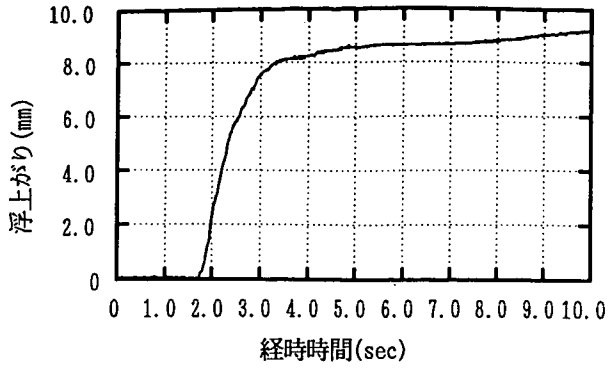


b) 浮上がり量 (L2, 110cm)

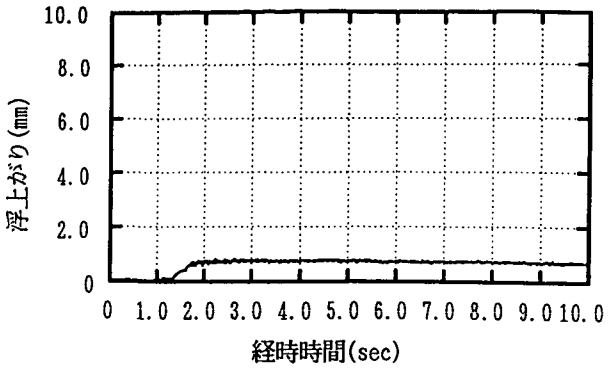


c) 浮上がり量 (L3, 60cm)

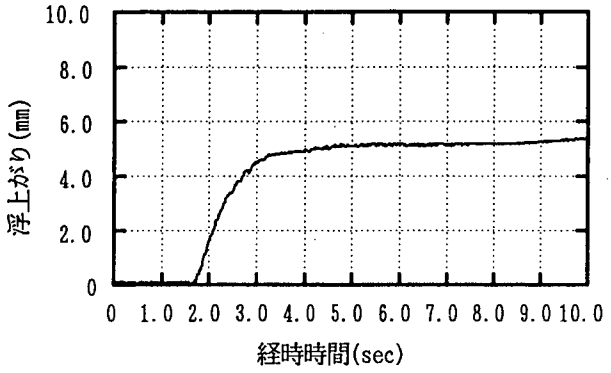
図－6.2.6　構造物の浮上がり量（ケース１）



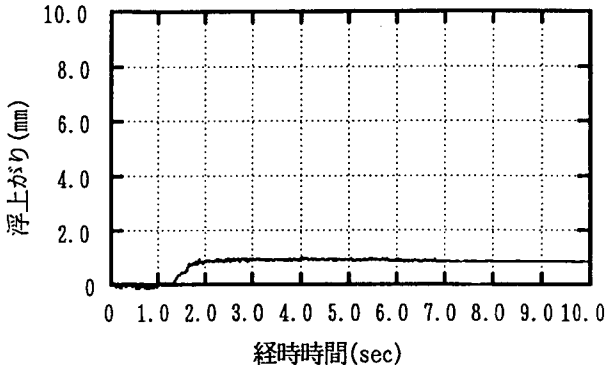
a）浮上がり量（L1,160cm）



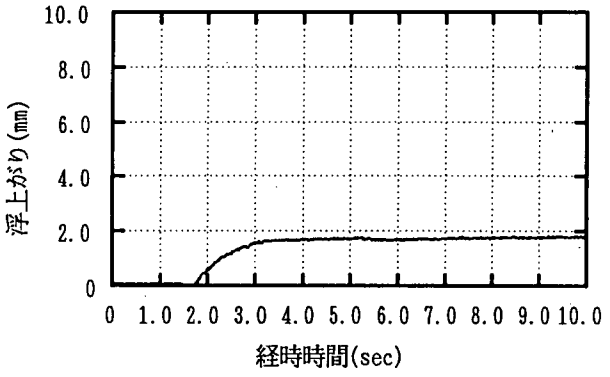
a）浮上がり量（L1,160cm）



b）浮上がり量（L2,110cm）

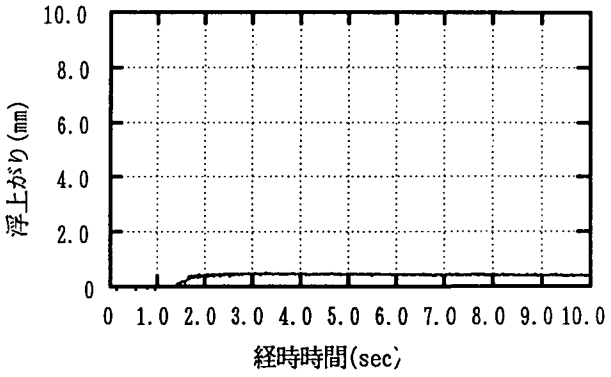


b）浮上がり量（L2,110cm）



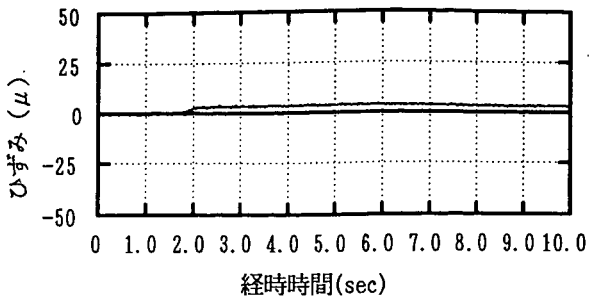
c）浮上がり量（L3,60cm）

図－6.2.7　構造物の浮上がり量（ケース２）

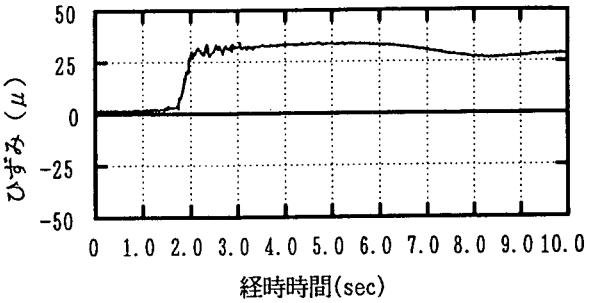


c）浮上がり量（L3,60cm）

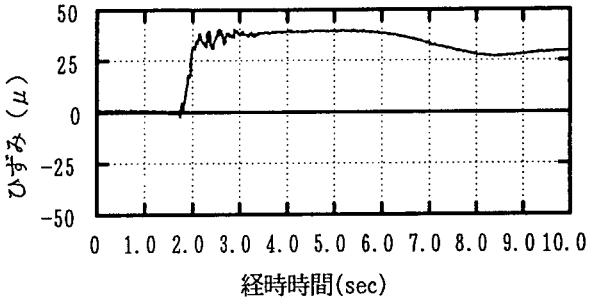
図－6.2.8　構造物の浮上がり量（ケース３）



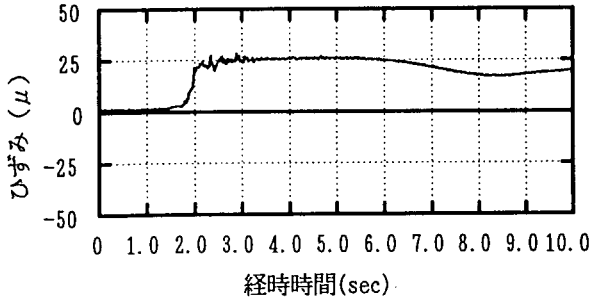
a）構造物のひずみ（UD1, 210cm）



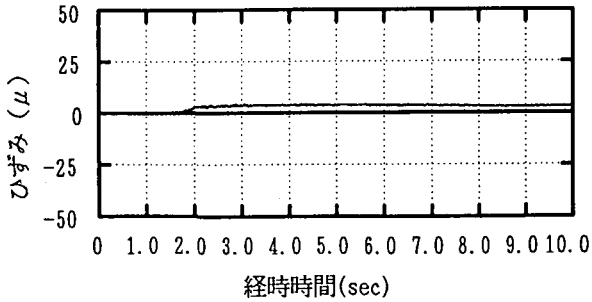
b）構造物のひずみ（UD2, 160cm）



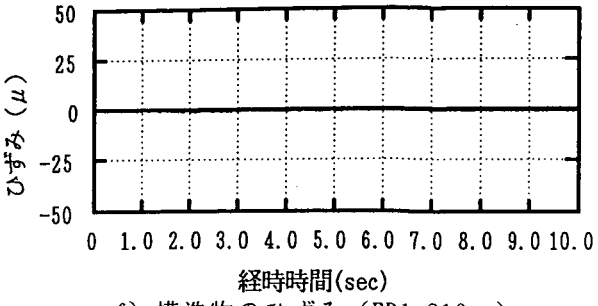
c）構造物のひずみ（UD3, 110cm）



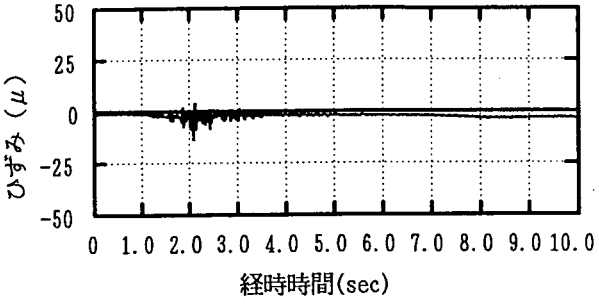
d）構造物のひずみ（UD4, 60cm）



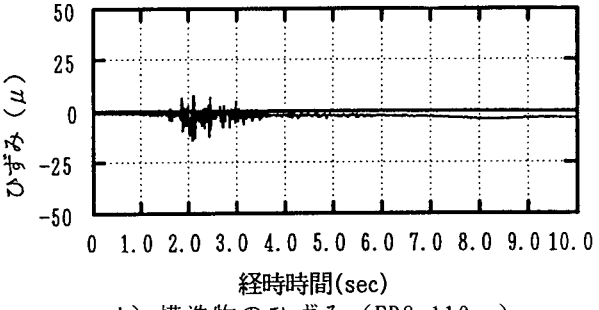
e）構造物のひずみ（UD5, 10cm）



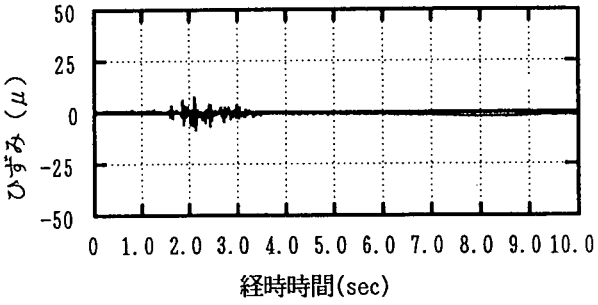
f）構造物のひずみ（FB1, 210cm）



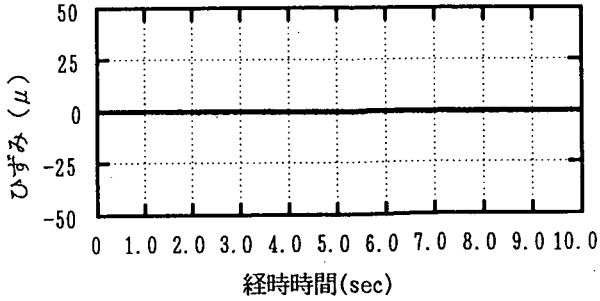
g）構造物のひずみ（FB2, 160cm）



h）構造物のひずみ（FB3, 110cm）

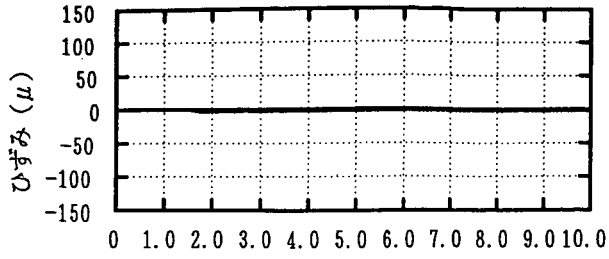


i）構造物のひずみ（FB4, 60cm）

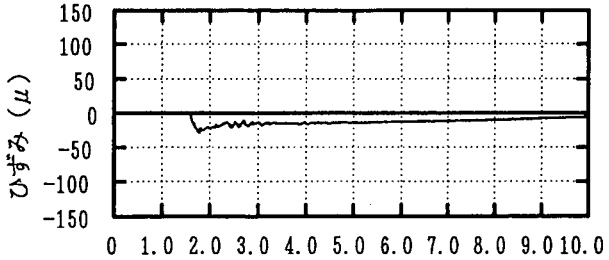


j）構造物のひずみ（FB5, 10cm）

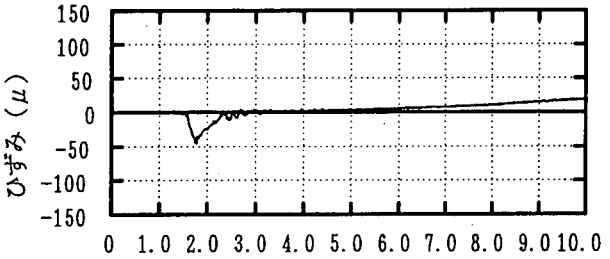
図－6.2.9　構造物のひずみの経時変化（ケース１）



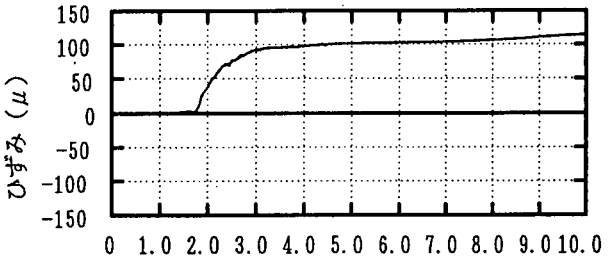
a）構造物のひずみ（UD1, 210cm）



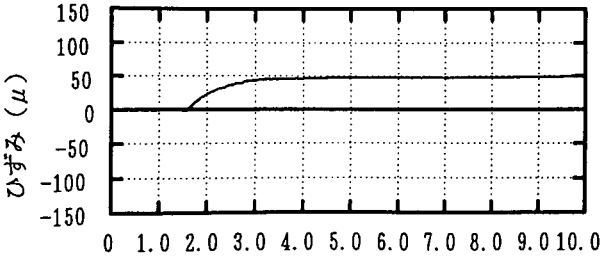
b）構造物のひずみ（UD2, 160cm）



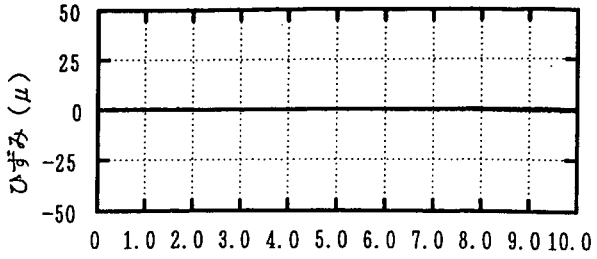
c）構造物のひずみ（UD3, 110cm）



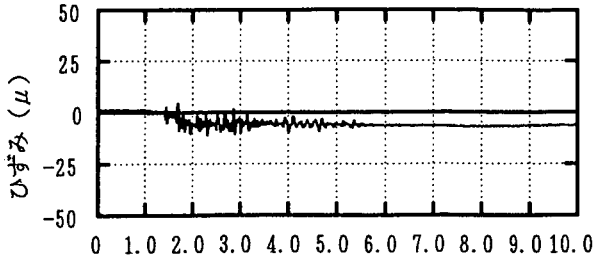
d）構造物のひずみ（UD4, 60cm）



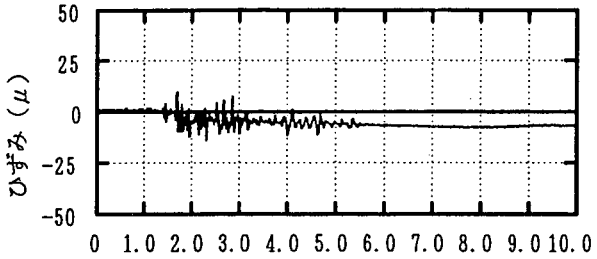
e）構造物のひずみ（UD5, 10cm）



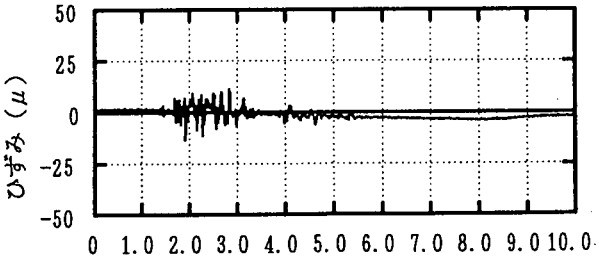
f）構造物のひずみ（FB1, 210cm）



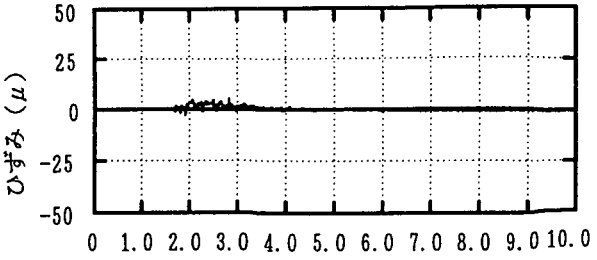
g）構造物のひずみ（FB2, 160cm）



h）構造物のひずみ（FB3, 110cm）

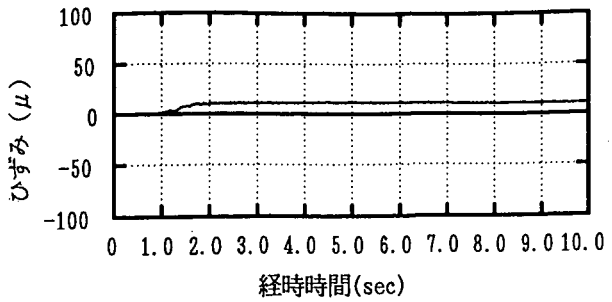


i）構造物のひずみ（FB4, 60cm）

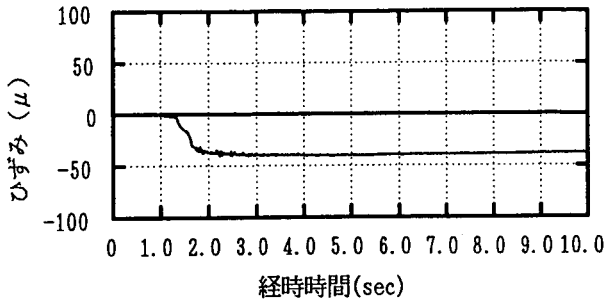


j）構造物のひずみ（FB5, 10cm）

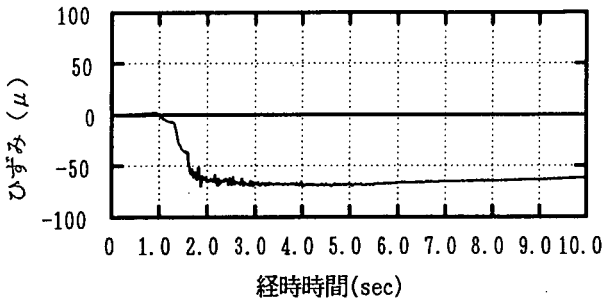
図－6.2.10　構造物のひずみの経時変化（ケース２）



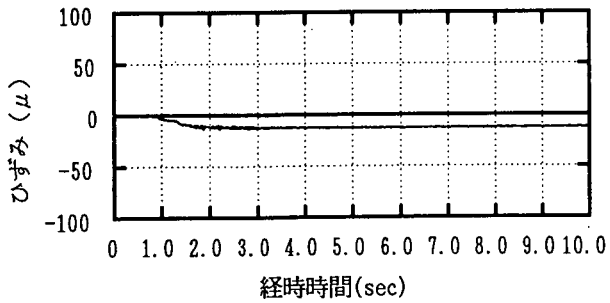
a）構造物のひずみ（UD1, 210cm）



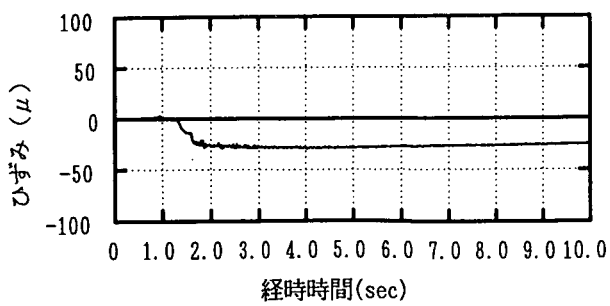
b）構造物のひずみ（UD2, 160cm）



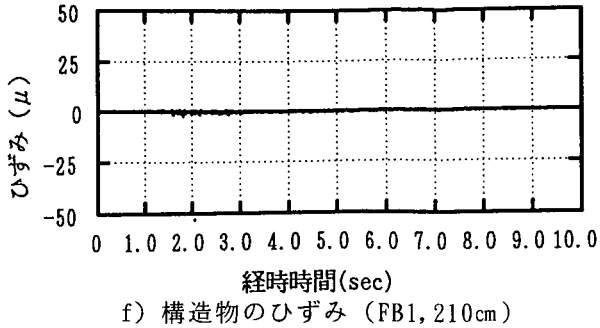
c）構造物のひずみ（UD3, 110cm）



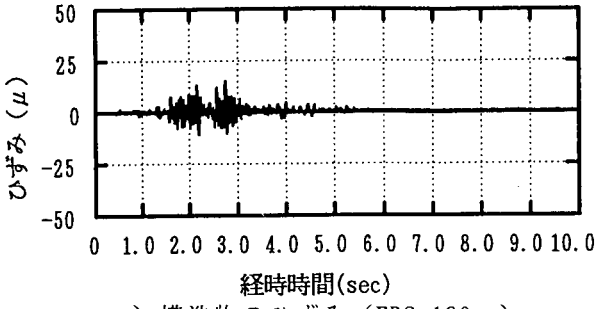
d）構造物のひずみ（UD4, 60cm）



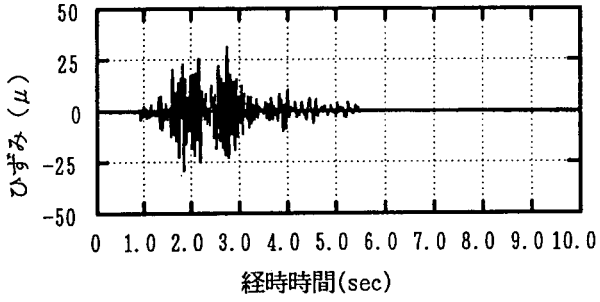
e）構造物のひずみ（UD5, 10cm）



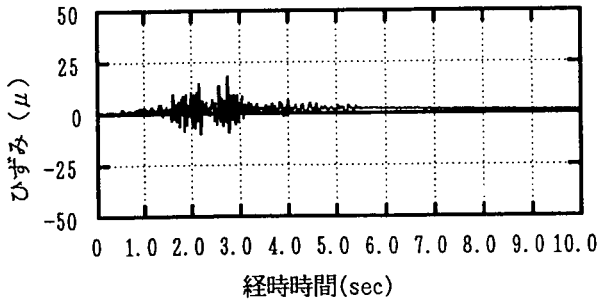
f）構造物のひずみ（FB1, 210cm）



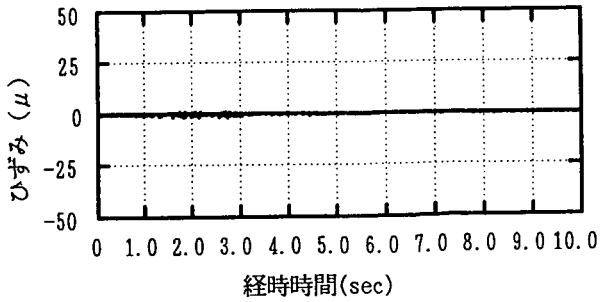
g）構造物のひずみ（FB2, 160cm）



h）構造物のひずみ（FB3, 110cm）



i）構造物のひずみ（FB4, 60cm）



j）構造物のひずみ（FB5, 10cm）

図－6.2.11　構造物のひずみの経時変化（ケース3）

あるが、ケース１の結果に比べて小さい。図－6.2.8より両側固定状態（ケース３）での浮上がり傾向は、地盤が液状化した時点（1.5秒）より上昇するが、両端が固定されているために浮上がり量はかなり小さい。

③　構造物の曲げひずみ

構造物の曲げひずみの経時変化を図－6.2.9～図－6.2.11に示す。図中の左側は鉛直方向の曲げひずみを、右側は水平方向の曲げひずみを表わしている。また上段より210cm、160cm、110cm、60cm、10cmの位置での値を示している。ひずみの符号は、鉛直方向の場合凸型に中央が持ち上げられたときがプラスである。

a)　鉛直方向の曲げひずみ

図－6.2.9より両端自由状態での構造物のひずみの傾向は、構造物が浮上がる以前よりひずみが発生し、浮上がりだしてからはほぼ一定の値を示している。これは、過剰間隙水圧の上昇の仕方が場所により違うために、液状化以前に構造物内部にひずみが生じたものと考えられる。浮上がりだして一定の値になったのは、構造物全体が一様に浮上がっているからである。それに対し、片側固定や両側固定状態では浮上がりとともにひずみが発生する傾向にある。構造物の端部を強制的に拘束しているため、このような発生傾向になっている。

過剰間隙水圧の上昇に伴い発生する鉛直方向ひずみは、構造物の一部が非液状化層にある場合には、片側固定のはりや両側固定のはりとしてモデル化を行い、揚水圧を等分布に掛けることによって求まるものと考えられる。それに対し全体が液状化層内にある場合には、弾性床上のはりとしてモデル化を行い、液状化の度合に応じて土質定数を低減することにより求まるものと考えられる。

b)　水平方向の曲げひずみ

両端自由、片側固定、両側固定状態ともに水平方向のひずみは、過剰間隙水圧の上昇とともに発生し、液状化状態になる時点では大きく振動する傾向にある。これは、過剰間隙水圧の上昇に伴い構造物周辺の地盤が軟化し、せん断抵抗が低下することで、構造物が独自の動的応答を行ったためだと考えられる。このことより周辺地盤の応答には依存されず独自の動的挙動を示すものと考えられる。

6.2.3　液状化時の動的挙動と応答変位法の適用性

(1)　液状化時の線状地中構造物の動的挙動

液状化時の線状地中構造物の挙動が、周辺地盤の挙動に依存されることなく独自の動的応答をするものと仮定すると、構造物に生じる曲げひずみは、はりの振動方程式を解くことにより算出できる。次式にはりの振動方程式と規格化された固有振動形ϕの式を示す。

$$EI\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}+\frac{\gamma A}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}=0 \quad \cdots\cdots (6.2.1)$$

ここで、E：構造物の弾性係数　　I：断面二次モーメント

γ：単位体積重量　　A：断面積

振動の一般理論によれば、ϕ（x）を基準関数、pをその固有円振動数とすると、自由振動は

$$y = \phi e^{ipt} \quad \cdots\cdots (6.2.2)$$

とすることができる。

よって式（6.2.2）を式（6.2.1）に代入すると

$$EI\frac{d^4\phi}{dx^4} - \frac{\gamma A p^2}{g}\phi = 0 \quad \cdots\cdots (6.2.3)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{\gamma A p^2}{EIg}} \quad \cdots\cdots (6.2.4)$$

ここで、ϕ：規準関数　　p：固有振動数

とおくと

$$\frac{d^4\phi}{dx^4} - \beta^4\phi = 0 \quad \cdots\cdots (6.2.5)$$

これを解くと、C_1、C_2、C_3、C_4 を積分定数とするとき

$$\phi = C_1 \sin\beta x + C_2 \cos\beta x + C_3 \sinh\beta x + C_4 \cosh\beta x \quad \cdots\cdots (6.2.6)$$

となる。βおよび積分定数ははりの境界条件により与えられるとき、それから定められる。βがわかれば円振動数pは

$$p = \beta^2\sqrt{\frac{EIg}{\gamma A}} \quad \cdots\cdots (6.2.7)$$

である。

ケース2の様な片持ばりの境界条件は、

$$x = 0 \quad \text{にて} \quad y = 0 \quad \frac{dy}{dx} = 0$$

$$x = l \quad \text{にて} \quad \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad \frac{d^3y}{dx^3} = 0$$

であり式（6.2.6）より

$$C_2 + C_4 = 0$$

$$C_1 + C_3 = 0$$

$$-C_1 \sin\beta l - C_2 \cos\beta l + C_3 \sinh\beta l + C_4 \cosh\beta l = 0$$

$$-C_1 \cos\beta l + C_2 \sin\beta l + C_3 \cosh\beta l - C_4 \sinh\beta l = 0$$

C_1、C_2、C_3、C_4 について、上記の同次式が0以外の解を持つためには、係数でつくった行列が0でなければならない。

$$\begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & 0 \\ -\sin\beta l & -\cos\beta l & \sinh\beta l & \cosh\beta l \\ -\cos\beta l & \sin\beta l & \cosh\beta l & \sinh\beta l \end{vmatrix} = 0$$

$$\therefore 1 + \cos\beta l \cosh\beta l = 0$$

この三角方程式を解いて

$$(\beta l)_1 = 1.8751 \quad (\beta l)_2 = 4.6941 \quad (\beta l)_3 = 7.8548$$

このβlに対して、C_1 ：C_2 ：C_3 ：C_4 の比を定めることによって

$$\phi = C_2\left\{(\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l - \sinh\beta l}{\cos\beta l + \cosh\beta l}(\sin\beta x - \sinh\beta x)\right\} \quad \cdots\cdots (6.2.8)$$

式（6.2.8）になお残っている未定係数C_2は、この振動がどの程度の大きさのエネルギを与えられて生じているかによって決められるものであって、はりの特性だけからは決まらない。そこでφの値をはっきりと与えるために、ϕ^2をはりの全長にわたって積分した値が1になるように未定係数を定める。

$$\int_0^L \phi^2 dx = 0 \quad \cdots\cdots (6.2.9)$$

式（6.2.8）を代入すると

$$lC_2^2 = 1$$

$$\therefore \quad \phi = \frac{1}{\sqrt{l}}\left\{(\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l - \sinh\beta l}{\cos\beta l + \cosh\beta l}(\sin\beta x - \sinh\beta x)\right\} \quad \cdots\cdots (6.2.10)$$

これを規格化された固有振動形とする。

線状地中構造物の液状化範囲（l）、構造物の合成（ＥＩ）と構造物の質量（γ、ｇ、Ａ）が求まれば、式（6.2.10）より構造物の固有振動数（ｐ）と固有振動形（φ）が求められる。

ケース１の両端自由ばり、ケース３の両端固定ばりなどについても同じ算法によって固有振動数、固有関数を求めることができる。それらをまとめて表－6.2.2に示す

表－6.2.2　規格化された固有振動形

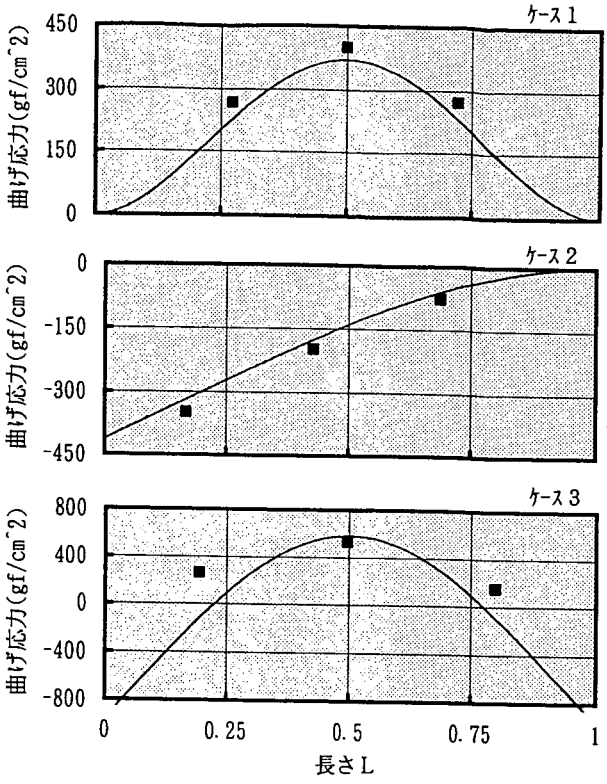
	振動判別式	βl	規格化された固有振動形
ケース１	$\cos\beta l\cosh\beta l - 1 = 0$	4.7300 7.8532 10.9956	$\phi = \frac{1}{\sqrt{l}}\left\{(\cos\beta x + \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l + \sinh\beta l}{\cos\beta l - \cosh\beta l}(\sin\beta x + \sinh\beta x)\right\}$
ケース２	$\cos\beta l\cosh\beta l + 1 = 0$	1.8751 4.6941 7.8548	$\phi = \frac{1}{\sqrt{l}}\left\{(\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l - \sinh\beta l}{\cos\beta l + \cosh\beta l}(\sin\beta x - \sinh\beta x)\right\}$
ケース３	$\cos\beta l\cosh\beta l - 1 = 0$	4.7300 7.8532 10.9956	$\phi = \frac{1}{\sqrt{l}}\left\{(\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l + \sinh\beta l}{\cos\beta l - \cosh\beta l}(\sin\beta x - \sinh\beta x)\right\}$

上の表で示される、規格化された固有振動形より求められるはりの曲げ応力と実験より求められた水平方向曲げ応力の最大値との比較結果を図－6.2.12に示す。図中の実線は解析結果を、四角は実験の結果を示している。また横軸は、はりの長さにより無次元化している。図に示す解析結果は、１次の固有振動形を用いた値をケース１、３では0.05倍、ケース２では0.2倍にした結果である。実験結果は液状化した時点での最大値を示している。図よりケース１（両端自由）、ケース２（片持ちばり）の結果では、実験結果と解析結果ではよく一致している。ケース３（両端固定）では、実験結果の方が解析結果より大きくなっているが、曲げ応力の傾向はよく一致しているものと考えられる。このように曲げ応力の傾向から判断して、液状化時の線状地中構造物の動的挙動は、はりの自由振動に近い挙動をしている

ものと考えられる。

(2) 液状化地盤に対する応答変位法

前節の実験結果および解析結果より、液状化時の線状地中構造物の挙動は、自由振動に近い挙動を示していることが判明した。これは液状化時の線状地中構造物には、外力として地震による慣性力が作用していることを意味している。よって液状化地盤に対する応答変位法は、構造物長手方向に作用する変位を、想定される地震による慣性力が作用したときのはりの自由振動の固有振動形とすることにより液状化時においても適用が可能なものと考えられる。そこで次式に固有振動形を作用させた液状化時の応答変位法を示す。



図－6.2.12 実験結果と解析結果の比較

$$U = \alpha_1 \alpha_2 \phi(x)$$
$$M = \alpha_1 \alpha_2 EI \frac{d^2\phi(x)}{dx^2} \quad \cdots (6.2.11)$$

ここで、α_1 ：設計地震外力（震度等）

α_2 ：その他の補正係数（地域、限界状態、耐震効果等）

$\phi(x)$ ：表－6.2.2に示される固有振動形

それぞれのケースにおける式を次に示す。

ケース1 ：両端自由

$$U = \alpha_1 \alpha_2 \frac{1}{\sqrt{l}} \left\{ (\cos\beta x + \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l + \sinh\beta l}{\cos\beta l - \cosh\beta l} (\sin\beta x + \sinh\beta x) \right\}$$
$$M = \alpha_1 \alpha_2 EI \frac{\beta^2}{\sqrt{l}} \left\{ (\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l + \sinh\beta l}{\cos\beta l - \cosh\beta l} (\sin\beta x - \sinh\beta x) \right\} \quad \cdots\cdots (6.2.12)$$

ケース2 ：片側固定

$$U = \alpha_1 \alpha_2 \frac{1}{\sqrt{l}} \left\{ (\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l - \sinh\beta l}{\cos\beta l + \cosh\beta l} (\sin\beta x - \sinh\beta x) \right\}$$
$$M = \alpha_1 \alpha_2 EI \frac{\beta^2}{\sqrt{l}} \left\{ (\cos\beta x + \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l - \sinh\beta l}{\cos\beta l + \cosh\beta l} (\sin\beta x + \sinh\beta x) \right\} \quad \cdots\cdots (6.2.13)$$

ケース3 ：両側固定

$$U = \alpha_1 \alpha_2 \frac{1}{\sqrt{l}} \left\{ (\cos\beta x - \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l + \sinh\beta l}{\cos\beta l - \cosh\beta l} (\sin\beta x - \sinh\beta x) \right\}$$
$$M = \alpha_1 \alpha_2 EI \frac{\beta^2}{\sqrt{l}} \left\{ (\cos\beta x + \cosh\beta x) + \frac{\sin\beta l + \sinh\beta l}{\cos\beta l - \cosh\beta l} (\sin\beta x + \sinh\beta x) \right\} \quad \cdots\cdots (6.2.14)$$

ただしここで示されているα_1、α_2の値については、今後の検討課題であるが、はりの自由振動が構造物に作用する慣性力から求められていることより、コンクリート標準示方書[6]や道路橋示方書[7]で示されている設計水平震度の考え方を応用することにより求められるものと考えられる。

6.2.4　構造物の浮上がり量の概略算定

(1) 構造物の浮上がり[8),9)]

6.2.2に示したように、実験モデルの横断面に対する浮上がり安全率は共同溝設計指針[1)]に基づくと以下のようである。

$$F_S = \frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S + U_D} = 0.853 \quad \cdots\cdots (6.2.15)$$

ここで、F_S：浮上がりに対する安全率

W_S：上載土の荷重

W_B：共同溝の自重

U_S：共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力

U_D：共同溝底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

Q_S：上載土のせん断抵抗（完全液状化を想定して0とした。）

Q_B：共同溝側面の摩擦抵抗（完全液状化を想定して0とした。）

各モデルケースの浮上がり挙動はほぼ同様で、加振後、構造物直下の過剰間隙水圧比が1.0に上昇した前後から、構造物に浮上がりが生じ始める。そして加振が終了すると浮上がりが一時停留するが、その後過剰間隙水圧が消散過程に移るまで構造物は再び浮上がりが生じる。浮上がり量は、両端の固定条件によって異なり、ほとんどの実験でケース1＞ケース2＞ケース3であった。ケース2およびケース3に対して、等分布荷重を受ける片側固定のはり、両端固定のはりと仮定し、浮上がり量から荷重を最小自乗法によって推定すると表－6.2.3で示したようである。最小自乗法に用いた目的関数は

表－6.2.3　推定した荷重

モデルケース	浮上がり量(cm)			推定荷重(gf/cm)
	L3[a)]	L2[a)]	L1[a)]	
2－1	0.15	0.20	0.57	22.6
2－2	0.13	0.33	0.50	22.2
2－3	0.13	0.33	0.53	23.2
3－1	0.01	0.07	0.06	28.1
3－2	0.04	0.09	0.06	37.6
3－3	0.04	0.05	0.02	21.6
備考　a）計測位置　図-6.2.1　参照				

$$S_W(W) = \Sigma \{y_i - f(x_i, W, E, I)\}^2 \rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow 最小 \quad \cdots\cdots (6.2.16)$$

ここで、W　：等分布荷重

x_i：計測位置i点のx座標

y_i：はりのx_i点での浮上がり量

$f(x_i, w, E, I)$：計算変位（片側固定のはりまたは両端固定のはり）

とした。ケース2、ケース3とも、すなわち両端の固定条件が相違していてもほぼ同様な等分布荷重が推

定されることが分かる。式（6.2.15）から、完全液状化時の不釣り合い荷重として$U_S+U_D-W_S-W_B$＝43.8gf/cmとすると、推定された荷重の１／２程度となり、浮上がりに対して抵抗力が生じていることになる。

次に、この抵抗力を等価地盤反力と仮定すると、ケース１、ケース２およびケース３の等価地盤反力係数の推定値は表－6.2.4に示したようである。推定は式（6.2.17）に示した目的関数に基づき最小自乗法により行い、構造モデルは等分布荷重を受ける弾性床上のはりとした。

$$S_k(k_L)=\Sigma\{y_i-f_E(x_i\ W,E,I,k_L)\}^2 \rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow 最小 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6.2.17)$$

ここで、K_L ：等価地盤反力係数

W ：等分布荷重（43.8gf/cmと仮定）

$f_E(x_i, W, E, I, K_L)$：計算変位（等分布荷重を受ける弾性床上のはり）

表－6.2.4　完全液状化時の推定地盤反力係数

モデルケース	浮上がり量(cm)					推定地盤反力係数 (kgf/cm^3)
	境界	L3 a)	L2 a)	L1 a)	境界	
1－1		0.47	0.53	0.65		7.5×10^{-3}
1－2		0.80	0.90	1.10		4.7×10^{-3}
2－1	0.00	0.15	0.20	0.57		2.5×10^{-3}
2－2	0.00	0.13	0.33	0.50		5.5×10^{-3}
2－3	0.00	0.13	0.33	0.53		4.5×10^{-3}
3－1	0.00	0.01	0.07	0.06	0.00	2.1×10^{-3}
3－2	0.00	0.04	0.09	0.06	0.00	1.2×10^{-3}
3－3	0.00	0.04	0.05	0.02	0.00	3.4×10^{-3}
備考　a）計測位置　図－１参照						

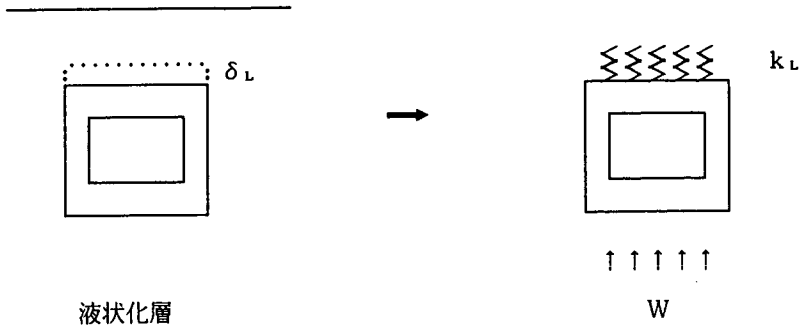
各ケースともほぼ同様な値の等価地盤反力係数が推定されることが分かる。したがって、ケース１の地中構造物全体が液状化層にある場合に対して浮上がり量が推定できれば、縦断方向に部分的に液状化層をまたいだり、非液状化層と液状化層に構築されるような地中構造物の浮上がり量を上述の不釣り合い荷重（W）と等価地盤反力係数（k_L）から概略推定できるものと考えられる。

なお、完全液状化時の等価地盤反力係数は、初期の地盤反力係数（５kgf/cm³～７kgf/cm³程度）の1/1000程度であった。

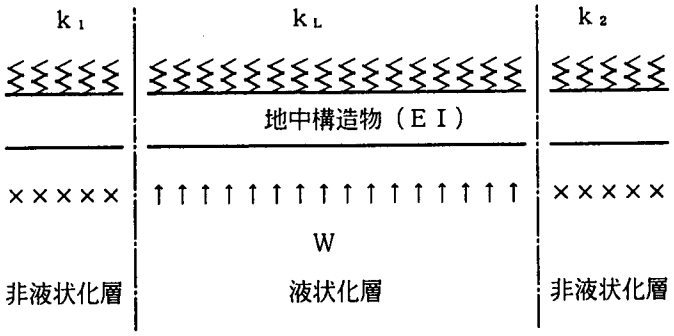
(2) 構造物の浮上がり量の概略算定法

線状地中構造物の縦断方向で、地盤の一部分が液状化するような場合の揚水圧による浮上がり量は、以下の手順によって概略算定できるものと考えられる（図－6.2.13）。

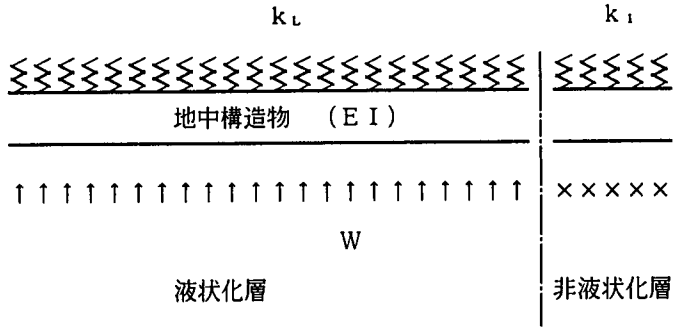
1) 液状化層を対象に、横断面での浮上がり量（δ_L）を永久変形解析などによって求める。
2) 不釣り合い荷重（W）を求め、浮上がり量から等価地盤反力係数（k_L）を求める。
3) 弾性床上のはりモデルを用いて縦断方向の地盤条件から境界条件を設定する。
   液状化層に対しては不釣り合い荷重（W）と等価地盤反力係数（k_L）を用いる。



a）横断面での浮上がり量（δ_L）の算定　　b）等価地盤反力係数（k_L）の算定



c）液状化層を部分的にまたがる場合の計算モデル



d）片側が非液状化層にある場合の計算モデル

図－6.2.13　地盤の一部分が液状化する場合の揚水圧による浮上がり量の算定方法

4)　弾性床上のはりモデルを解いて浮上がり量、断面力、および反力を求め安全性の検討を行う。

6.2.5　まとめと今後の課題

液状化時の線状地中構造物の縦断方向挙動の解明を目的として実施した模型振動実験および応答変位法の液状化地盤への適用性について検討を行い、以下の結論を得た。

1)　線状地中構造物の液状化時の挙動は、過剰間隙水圧の上昇に伴い構造物周辺の地盤が軟化し、せん断抵抗が低下するため、周辺地盤の挙動に依存されることなく独自の動的挙動を示す。

2) 液状化時の線状地中構造物の挙動が、周辺地盤の挙動に影響されず独自の動的挙動をするものと仮定すると、一次の固有振動形を構造物に作用させることにより、液状化時に生じる構造物のひずみを算出することができる。

3) 2)で求められた計算方法より、液状化層と非液状化層との境界において大きな曲げ応力が発生しており、線状地中構造物では境界部に対する液状化対策が重要になるものと考えられる。

4) 液状化層をまたぐような線状地中構造物の浮上がり量は、構造物の縦断方向の境界条件に大きく影響されることがわかった。このような条件での浮上がり量は、横断面での浮上がり量が予測できれば、これを基に逆算した荷重と等価な地盤反力係数によって概略推定できるものと考えられる。

本報告の実験結果および検討結果は、非液状化地盤や液状化地盤を単純にモデル化して行った結果である。今後は境界の問題や地震外力や補正係数といった未定な係数について実験および解析をパラメトリックに行い解決していく予定である。

（フジタ）

参考文献

1) 日本道路協会；共同溝設計指針、昭和61年３月

2) 日本道路協会；駐車場設計・施工指針　同解説、平成４年11月

3) 日本水道協会；水道施設耐震工法指針・解説、1979年度版

4) 土木学会；沈埋トンネル耐震設計指針（案）

5) 土木学会；地下貯油施設技術指針（案）

6) 土木学会；コンクリート標準示方書（設計編）、1991年

7) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説、平成２年２月

8) 岸下・斉藤；線状地中構造物の液状化模型実験（その１）軸直角方向加振による動的応答、第49回土木学会年次学術講演会、第Ⅲ部門、1994年

9) 斉藤・岸下；線状地中構造物の液状化模型実験（その２）軸直角方向加振による構造物の浮上がり挙動、第49回土木学会年次学術講演会、第Ⅲ部門、1994年

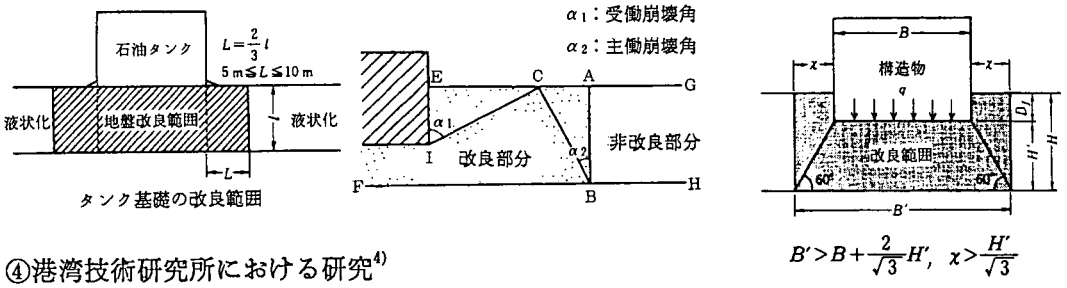
6.3　地盤改良範囲の設定法に関する検討

6.3.1　検討の目的

(1)　地盤改良範囲の設定法の現状と問題点

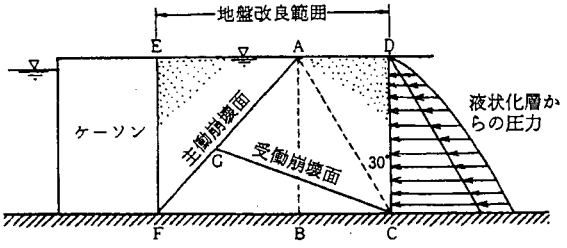
液状化対策に関わる設計上の問題点として、地盤改良範囲をどのように設定するか、という問題が残されている。唯一、現在最も豊富な実績を有する締め固め系の工法では図－6.3.1に示すようないくつかの改良範囲設定法が提案されているが、これらは統一性に欠けるとともに以下のような点に改善すべき部分が残されている。

①消防法による設計手法[1)]　　②土田らの研究[2)]　　③バイブロフローテーション工法の改良範囲[3)]

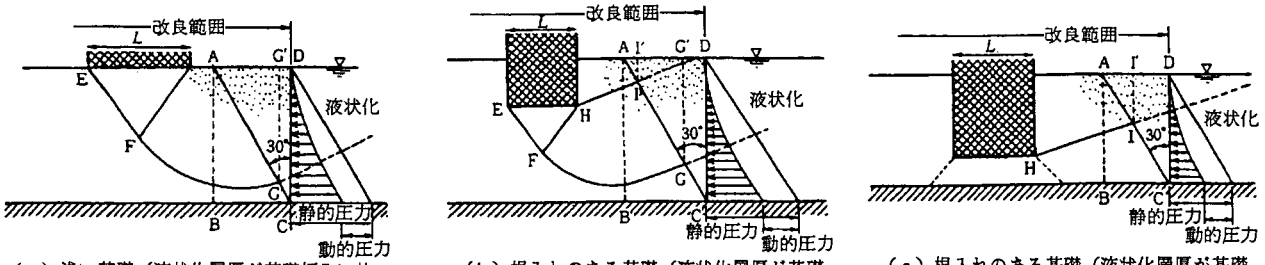


$B'>B+\frac{2}{\sqrt{3}}H'$,　$x>\frac{H'}{\sqrt{3}}$

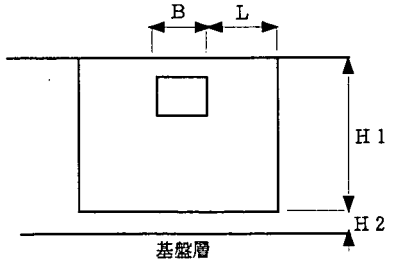
④港湾技術研究所における研究[4)]



液状化した砂層から加わる圧力に対する安定性の確認の概念図



（a）浅い基礎（液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に大きい場合）　（b）根入れのある基礎（液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に大きい場合）　（c）根入れのある基礎（液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に小さい場合）



改良幅・改良深度と浮き上がりの関係を数量的にとらえていくためには、数値解析による手法が必要となる。

B：基礎幅　L：改良幅　H1：改良厚さ　H2：未改良厚さ

図－6.3.1　既往の改良範囲設定法と数値解析モデルの1例

① 本来、液状化対策は液状化による構造物被害を防ぐ、あるいは軽減することを目的として実施される。しかし、既往の改良範囲設定法では構造物に要求される機能（例えば地中構造物の浮き上がり量など）を考慮しての改良地盤の要求品質(改良範囲と改良度)といった観点から設計が行われている訳ではなく単に改良幅を規定しているのみである。浮き上がり量を許容値以下に押さえるためにはどのような改良範囲が必要か、といった見地からの設計が行えればより合理的な液状化対策が可能となる。

② 改良範囲が、「構造物からの離れ」という点でしか規定されていない。例えば既設構造物では構造物直下の改良は難しく、両わきのみといった改良形態が考えられるし、逆に新設では直下のみといった改良も可能であろう。このような改良形態まで包含した改良範囲の設定ができれば液状化対策工の設計の選択肢がより広まることになる。

③ さらに、液状化対策の設計においては①のような構造物機能を確保したうえで最もコストが低くなるような改良方法を選定することが望ましい。これは、構造物の機能を確保するという条件のもとで、施工費を最小にするような改良範囲・形態と改良度（具体的には締固めのピッチなど）との組み合わせを求めるという最適設計的な考え方を必要とするが、このような考え方は液状化対策の分野ではいまだ見受けられない。

(2) 数値解析手法を用いた地盤改良範囲の設定

上記の①～③を満足するような設計は、既往の改良範囲設定法では難しい。①や②を実現するためには、二次元的な改良形態の影響を加味したうえで地中構造物の浮き上がり量を算定できる数値解析手法の適用が不可欠であろう。また③に関しても、数値解析手法を適用すれば改良度の違いを改良部のモデルの地盤物性の違いに置き換えてこれを考慮し、改良形態と改良度をパラメトリックに変えた解析を実施することで最適設計を行うことが可能となる。さらに、例えば構造物の浮き上がり量は改良形態以外にも地盤の初期条件（改良前の地盤の緩さやその深度など）と密接な関係を有するものと思われるが、このような点を詳細に考慮するうえからも数値解析手法の適用は不可欠となる。本節で提案する改良範囲の設定法の概念を図－6.3.2に示す。

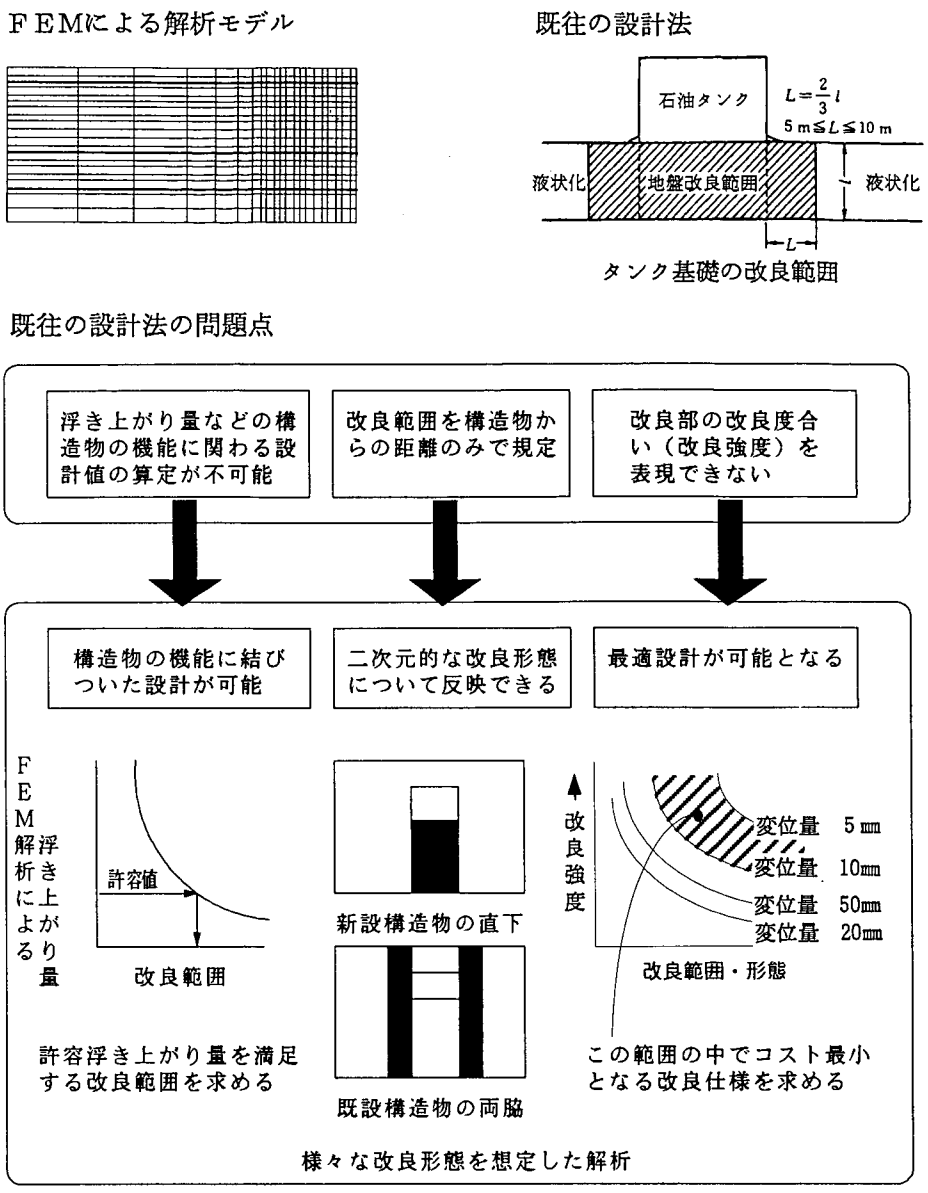
(3) 本検討の最終目的および本年度の検討内容

本検討の最終目的は、ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２による永久変形解析手法を用い、地中構造物の浮き上がり量に着目した試設計の事例を提示することにある。ただし、このような数値解析にもとずく設計法の実績は皆無であり、今後多くの検討を経て実務に適用されるべきものと考えられる。よって今回の検討の位置づけは、あくまで研究的な立場から手法の提案と適用事例の提示を試みるといった点にある。対象とする構造物は線状地中構造物とし、対策工法は締固め工法に限定する。締固め工法を選定した理由は、実績の豊富さ以外に、既往の改良範囲設定法との比較が可能であること、改良効果に対する解析上の表現が比較的容易であることによる。

本研究の全体フローを図－6.3.3に示す。本年度はこの中の前半部を実施する。すなわち、主たる実施項目は、以下の２点である。

① 地中構造物の浮き上がり量算定のための解析プログラム（ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２）の導入。

② 代表的な地盤モデルおよび修正モデルを用いた試解析の実施と地盤改良効果に対する基礎的検討。



図－6.3.2　改良範囲の設定法の概念図

本年度は解析プログラムの導入、および来年度の解析方針を定めるための試解析を主体として実施しており、最適設計を意図した本解析は次年度以降に実施の予定である。

6.3.2　数値解析手法を用いた地盤改良範囲の検討例

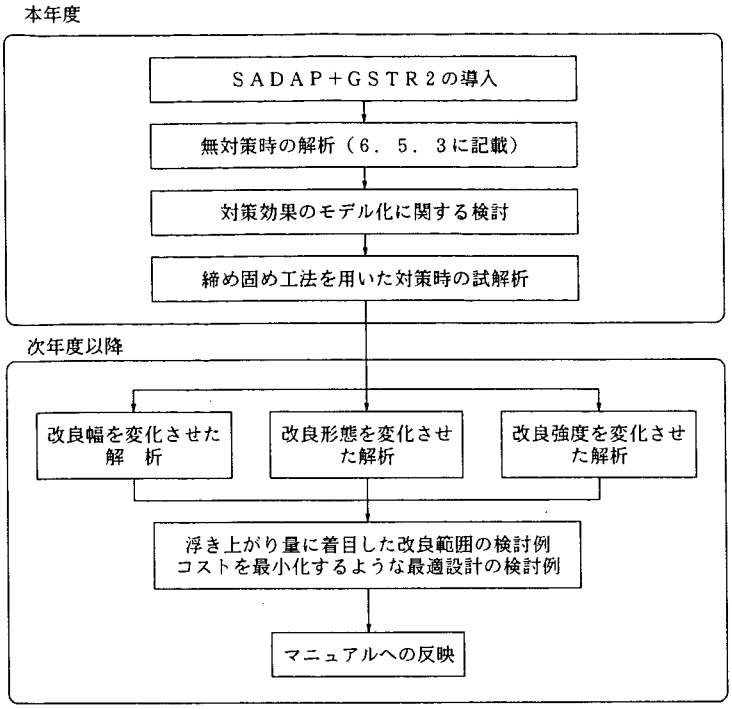
(1)　解析手法の概要（ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２による解析）

解析は、有限要素法を用いた初期応力解析・動的応答解析・永久変形解析を以下のフローのごとく組み合わせて実施する。[5)]

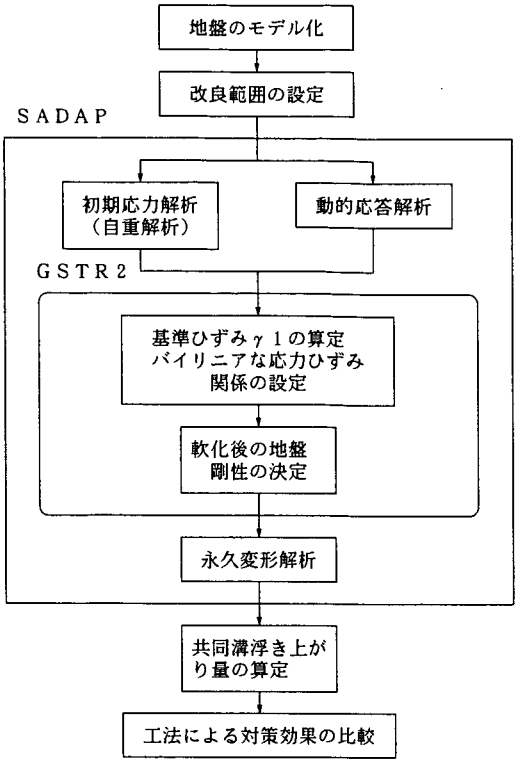
(2)　解析モデル

①　地盤条件

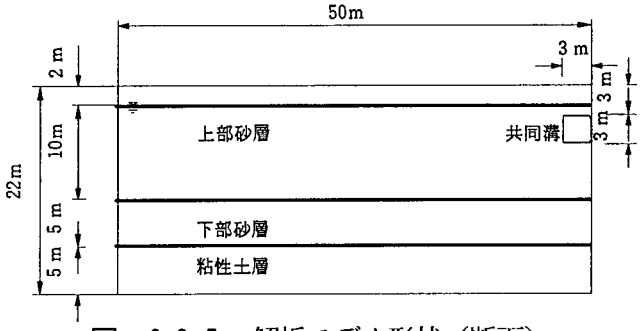
解析の対象とした地盤モデルを図－6.3.5に示す。砂層は上部砂層と下部砂層からなる。各々の相対密度はＤｒ＝60%，Ｄｒ＝80%とし、地下水位は、ＧＬ－２ｍに設定する。解析に用いたメッシュを図



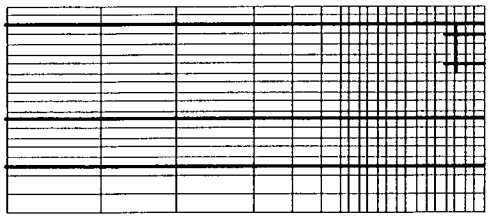
図－6.3.3　本研究の全体フロー図



図－6.3.4　解析フロー図



図－6.3.5　解析モデル形状（断面）



図－6.3.6　解析に用いたメッシュ

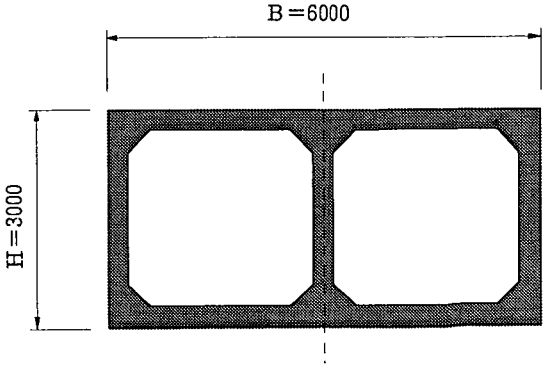
－6.3.6に示す。

② 共同溝モデル

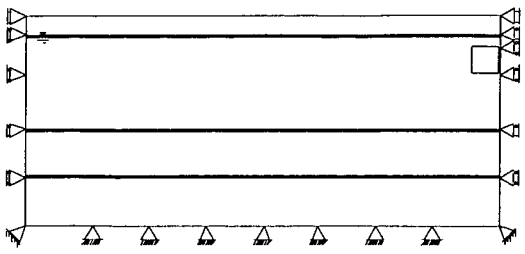
解析では、図－6.3.7に示すような共同溝モデルを想定した。なお、共同溝は、単位体積重量γ_t=0.8tf／m³の剛体として表現し9つのソリッド要素によってモデル化する。

③ 境界条件

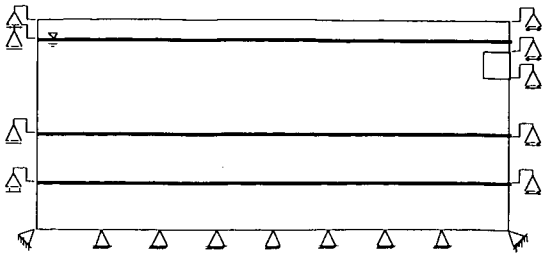
図－6.3.8，6.3.9に境界条件のメッシュ図を示す。メッシュ側部の境界条件は初期応力の算定



図－6.3.7　共同溝のモデル



図－6.3.8　初期応力解析時の境界条件



図－6.3.9　動的応答解析時の境界条件

時は鉛直ローラー、動的応答解析時は水平ローラーとし、底面の境界条件は、固定とした。

④　改良地盤の液状化強度の設定法

地盤改良の効果は、動的応答解析では地盤のせん断剛性の値にまた、永久変形解析では、応力～ひずみ関係に反映される。

ｉ）動的応答解析に用いるせん断剛性の算定

動的応答解析では設定した相対密度Ｄｒから、豊浦砂の物性を仮定し、下式にて間隙比ｅ・初期せん断弾性係数G_0を算定することで地盤改良の影響を考慮した。[6)]

$$e = e_{max} - (e_{max} - e_{min}) \frac{Dr}{100}$$

ただしｅmax，ｅminは、豊浦砂の物性ｅmax＝0.983，ｅmin＝0.609を使用

$$G_0 = 900 \cdot \frac{(2.17+e)^2}{1+e} p^{0.4}$$

G_0：初期せん断弾性係数（kgf/㎠）

ｅ：間隙比

ｐ：有効拘束圧（kgf/㎠）

ii）永久変形解析における応力～ひずみ関係の設定

永久変形解析における地盤の応力～ひずみ関係として以下の式により基準ひずみγ１を算出し、バイリニアーモデルによってサイクリックモビリティを設定する。

$$\gamma_1 = N^{0.721} \cdot Rd^{2.241} \cdot \exp(-3.299Ra + 0.708Rs - 0.083Dr + 8.472)$$

γ１：基準ひずみ（ＧＳＴＲ２における剛性の変曲点のひずみ（％））

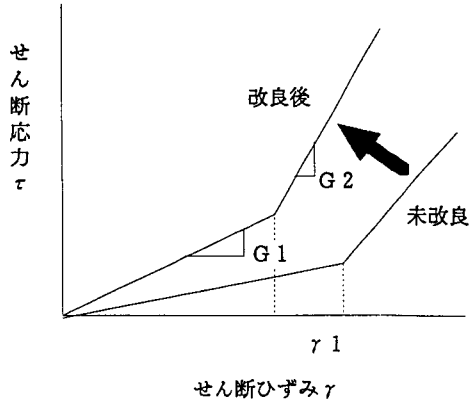
Ｎ：繰り返し回数

Ｒｄ：動的せん断応力比

Ｒａ：静的軸差応力比

Ｒｓ：静的せん断応力比

Ｄｒ：相対密度（％）



図－6.3.10　応力～ひずみの関係の地盤改良による変化

したがって地盤改良の効果は相対密度Ｄｒを介して、基準ひずみγ１の値とせん断弾性係数G_1，G_2に反映される。（γ１の低下とG_1，G_2の増大）

⑤ 土質条件

土質定数を以下の表に示す。

表－6.3.1　土質要素の物性値

土　質			上部砂層ａ 地下水位以上	上部砂層ｂ 地下水位以下	下部砂層 地下水位以下	粘性土層 地下水位以下	締固め地盤 地下水位以上	締固め地盤 地下水位以下	構造物 地下水位以下
相対密度	Ｄｒ	%	60	60	80	――	70	70	――
単位体積重量	γｔ	tf/㎥	1.798	――	――	――	1.838	――	見かけの値 0.800
	γsat	tf/㎥	――	1.930	1.971	1.800	――	1.951	
静的初期応力・ 動的応力解析			非線形 Ｈ－Ｄモデル	非線形 Ｈ－Ｄモデル	非線形 Ｈ－Ｄモデル	非線形 Ｈ－Ｄモデル	非線形 Ｈ－Ｄモデル	非線形 Ｈ－Ｄモデル	線　形
せん断弾性係数の初期値	Ｇｉ	tf/㎡	2285.0	4203.0	6238.0	3042.0	2485.0	4570.0	1×10^6
ポアソン比	νsi		0.3333	0.3333	0.3333	0.3333	0.3333	0.3333	0.3333
	νsd		0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.1700
Ｈ－Ｄモデルの τｆを決める定数	Ｃ	tf/㎡	0.0	――	――	10.0	――	――	――
	φ		39.0	39.0	43.0	0.0	41.0	41.0	45.0

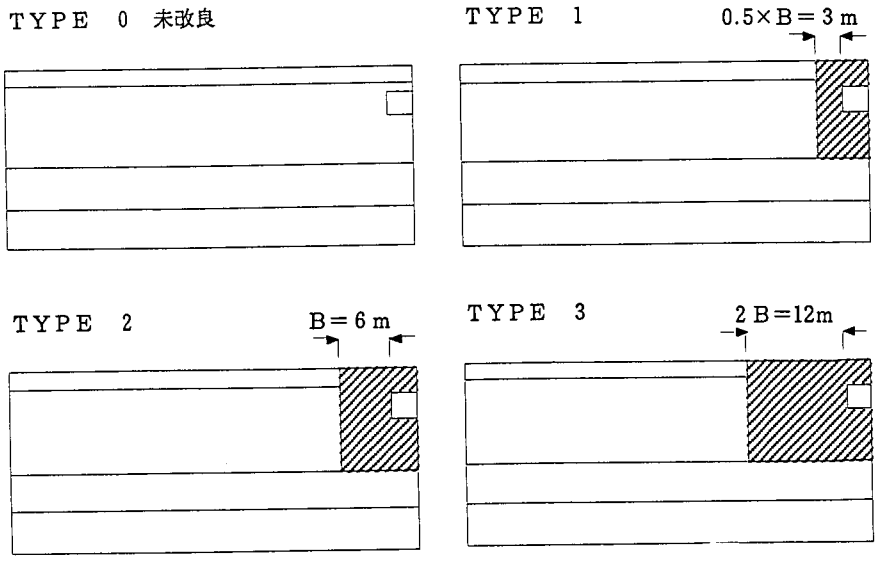
(3) 解析条件および解析ケース

① 入力地震波

入力地震波は、通常地震を想定したレベル（Ｌ１）と大規模地震を想定したレベル２（Ｌ２）の２ケースとする。地震波の詳細は、3.2を参照されたい。

② 解析ケース

解析は、無対策のケースおよび対策範囲を以下のように変化させた計４ケースを実施した。



図－6.3.11　解析ケース

(4) 解析上の留意点

① 静的応力の解析ステップ

a) 初期応力解析における解析ステップの与え方

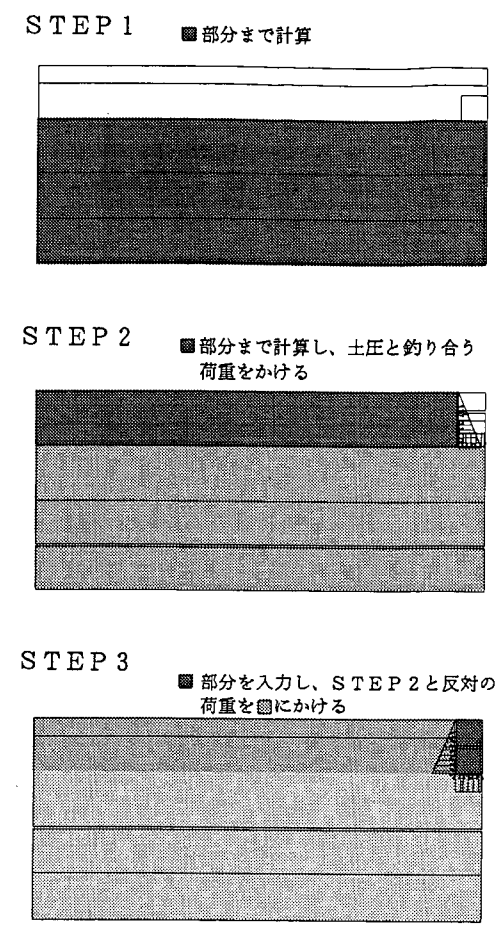
地中構造物の解析では地盤を掘削し構造物を構築するという施工工程を解析で考慮する必要がある。今回の解析においては、計算上の安定性から以下のステップに従い初期応力の算定を行うこととした。

b) 解析ステップの説明（図－6.3.12に解析ステップ図を示す。）

まず、ＳＴＥＰ１で底面境界から地中構造物の下端までの要素を設置し初期応力解析を行う。１ステップで計算される自重および荷重の分割数は20(max＝20）とした。

次に、ＳＴＥＰ２で構造物の脇の地盤要素を地表面まで設置する。荷重がバランスするように、側方には静止土圧を分布荷重として与える。また、構造物の下端となる位置に上載土分の荷重を分布荷重として載荷する。

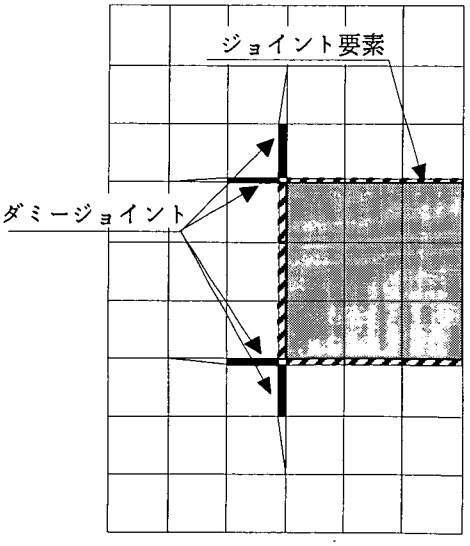
最後に、ＳＴＥＰ３で構造物と上載土および構造物まわりのジョイント要素を設置し、ＳＴＥＰ２で載荷した荷重と等価の荷重を逆向きに与える。ここで、地中構造物には、水位以下で浮力を受けない要素指定をしたうえで水圧を作用させる。



図－6.3.12　解析ステップ図

② ジョイント要素の設置方法および物性値

液状化が発生すると地中構造物が大きく浮上がるといった現象が見られるがこの際、構造物と周辺地盤の摩擦抵抗は失われ滑りが発生しているものと考えられる。本解析ではこのような現象を忠実に表現する目的で、図－6.3.13に示すように地中構造物の周辺にジョイント要素を配置した。ジョイント要素は、静的・動的解析時には滑りが生じないような物性値を設定し、永久変形解析時（液状化発生時）のみジョイントの物性を低下させることで構造物と地盤との滑りを考慮した。



図－6.3.13　ジョイント要素の説明図

これらのジョイント要素の端部には、地盤要素の境界に相対変位が生じることを防ぐ目的で滑りの生

じないダミージョイントを設置した。[5)]

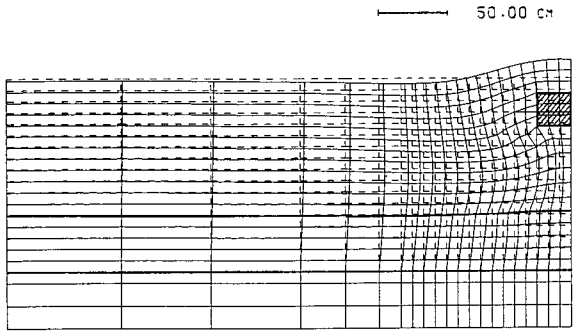
解析に用いたジョイント要素の物性値の一覧を以下に示す。

表－6.3.2　ジョイント要素の物性値

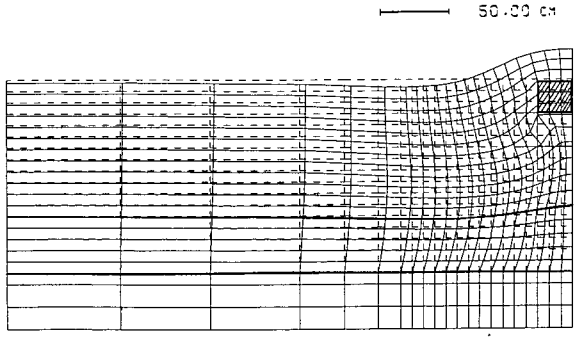
	静的初期応力・動的応力解析	永久変形解析
接線剛性係数　ks（tf/m³）	960	0.001
垂直剛性係数　kn（tf/m³）	1×10^6	1×10^6
粘　着　力　c（tf/m²）	0.0	0.0
内摩擦角　ϕ（°）	45	0.001
残留接線剛性係数　ksr	0	0
引張強度　σtf(tf/m²)	0	0
動的時の接線剛性係数　ksd（tf/m³）	1×10^6	———
動的時の垂直剛性係数　ksd（tf/m³）	1×10^6	———

(5)　解析結果および考察

1)　無対策時の地震波Ｌ１およびＬ２の解析結果を図－6.3.14，6.3.15に示す。共同溝の浮き上がり量は、Ｌ１において14.35cm、Ｌ２において23.74cmとなった。変位のメッシュ図からＤｒ＝80%の下部砂層の液状化時の強度が、地震波の種類により異なることがわかる。Ｌ１に対しＬ２では下部砂層も液状化することにより浮き上がり量が増加していることがわかる。



図－6.3.14　無対策の変位図
Ｄｒ＝60&80%　Ｌ１



図－6.3.15　無対策の変位図
Ｄｒ＝60&80%　Ｌ２

2)　対策時の解析結果

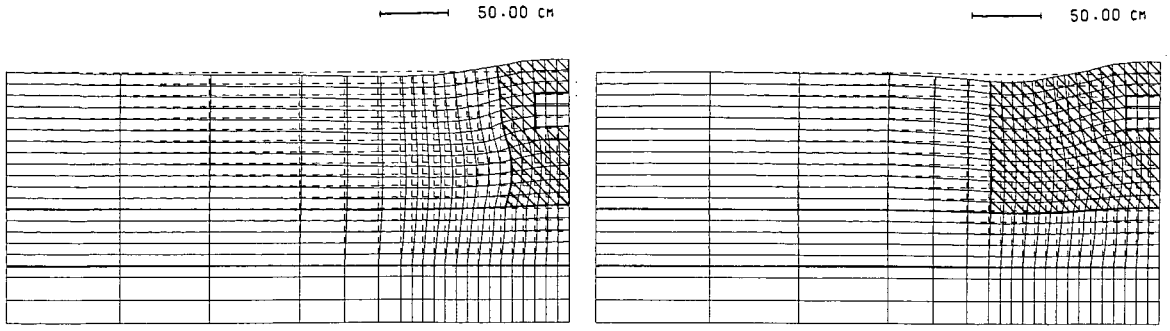
未改良および対策時の解析結果を表－6.3.3に示す。ＴＹＰＥ１の３m改良により、Ｌ１，Ｌ２ともに浮き上がり量が30%減少している。しかしながら、改良幅を広げるにしたがい段階的に浮き上がり量が減少すると予想したのだがＴＹＰＥ１と３で浮き上がり量の差異は認められなかった。図－6.3.16に両地震波による変形のメッシュ図を示す。

以下の変位図から浮き上がりの影響が共同溝直下の地盤強度に起因する可能性が強いことが考えられる。

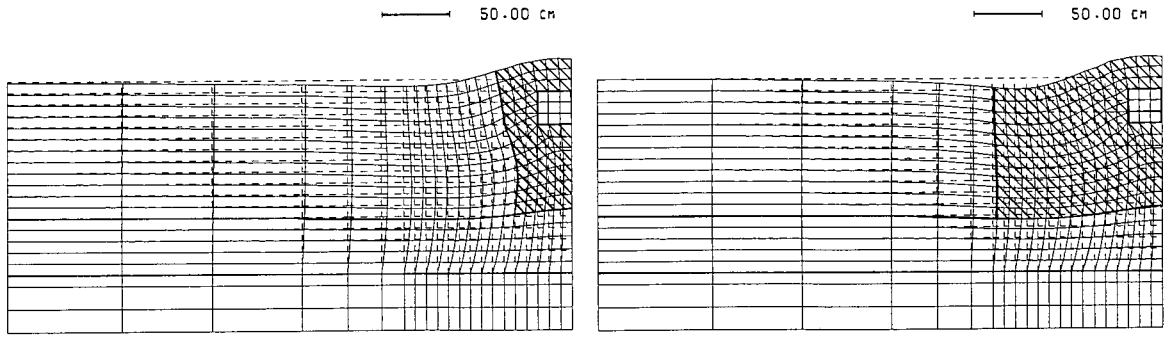
本解析結果より得られた知見は以下の通りである。

表－6.3.3　解析結果一覧表

Ｄｒ＝60&80%		ＴＹＰＥ０	ＴＹＰＥ１	ＴＹＰＥ２	ＴＹＰＥ３
Ｄｒ＝改良70%		無対策	３ｍ改良	６ｍ改良	12m改良
地震波	Ｌ１	14.35cm	9.85cm	9.55cm	9.64cm
地震波	Ｌ２	23.74cm	16.70cm	16.36cm	17.38cm



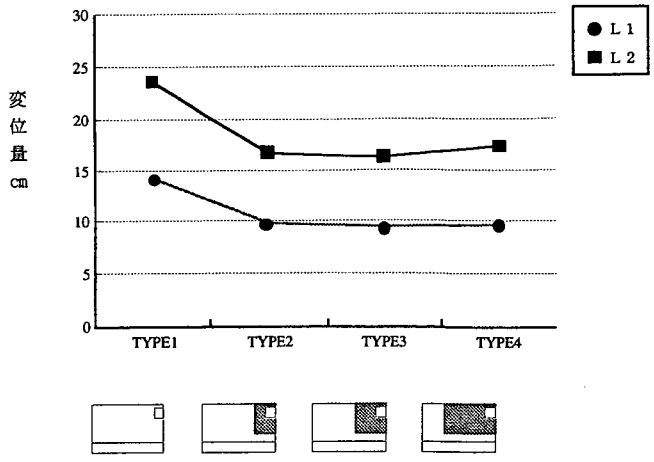
（ａ）改良幅３ｍ、地震波Ｌ１　　（ｂ）改良幅12m、地震波Ｌ１



（ｃ）改良幅３ｍ、地震波Ｌ２　　（ｄ）改良幅12m、地震波Ｌ２

図－6.3.16　解析結果の変位図

① わが国の代表的な土質条件を反映させたモデル（上部砂層Ｄｒ＝60%、下部砂層Ｄｒ＝80%）では、Ｌ１，Ｌ２という地震波の規模の違いによる地盤の液状化特性の違いが表現さている。つまり、上部砂層はＬ１，Ｌ２波のどちらでも大きく強度低下し、下部の砂層ではＬ１による強度低下の度合は低くなっている。また、変形図に見られるように、浮き上がりの解析では地中構造物の下の地盤のまわり込みにより浮き上がりを生ずることになり、地中



図－6.3.17　地盤改良範囲と変位量の関係

構造物の下の地盤の特性とその層厚が解析結果を左右するものと考えられる。

② 無対策時の浮き上がり量を改良によって70%程度に低減する結果となり、地盤改良が構造物に及ぼす影響を定量的に表現することが可能であることがわかった。

③ 改良幅を変えても浮き上がり量に大きな変化はなく、改良幅よりもむしろ改良深さが改良効果を左右することが示唆された。この結果は既往設定法の基本的な考え方と反するものといえる。ただし、このような傾向は地盤条件（相対密度、液状化強度、液状化層厚など）によって異なる可能性もあり、今後の検討を要する。

6.3.3 まとめと今後の課題

(1) まとめ

① 本年度は解析プログラムＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２の導入と試解析を主体として実施した。

② ただしその中で、初期の地盤条件（特に液状化層の深さ）が浮き上がり量に大きな影響を及ぼすこと、改良幅より改良深度のほうが改良効果への影響が大であることなど、今後の解析条件を決定するうえで有用となるいくつかの知見を得ることができた。

(2) 今後の課題

① 初期地盤（緩さと層厚）、改良形態（幅、深さ、液状化層の残存厚、形態（直下・両わきなど、新設・既設を念頭においたもの））などをパラメーターとした解析を実施する。まず、第一段階として改良形態をモデル化した一連の解析を実施する。

② 次に改良度を変えた解析を実施し改良コストを最小化するような改良形態について考察を試みる。

ところで、本年度の解析においては未改良部から地盤改良部への過剰間隙水圧の伝播は全くないものと仮定している。しかし、実際には未改良部と改良部の境界付近ではその影響によって剛性が低下し永久変形量が現在の仮定におけるものよりも大きくなる可能性がある。このような点については今後に残された課題の一つであると思われる。

参考文献

1）消防庁：危険物の規制に関する規則、1978

2）土田肇、井合進、倉田栄一：液状化対策としての締め固めの施工範囲について、第14回地震工学研究発表会講演概要集、pp9 ～12、1976

3）土質工学会：液状化対策の調査設計から施工まで、p213、1993

4）井合進、小泉勝彦、倉田栄一：液状化対策に関する基礎的検討、港湾技研資料、№590 、pp1 ～66、1987

5）古関潤一、古賀泰之、高橋晃浩：共同溝の浮き上がりに関する模型振動実験及び有限要素解析、第９回日本地震工学シンポジウム、1994（発表予定）

6）古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩：掘割道路の地震時浮き上がりに関する検討、土木研究所資料集3008号、p92 、1991

（前田建設工業）

6.4　地中構造物の動的有効応力解析

6.4.1　解析の目的

下水道処理施設のような面状地中構造物および共同溝施設のような線状地中構造物が液状化の可能性のある緩い砂地盤に設置された場合、大規模地震の発生で地盤が液状化することにより当該地中構造物に大きな被害を与えることが予測される。これを防ぐための地盤改良を中心とした液状化対策を計画するに当たり、当該地中構造物が周辺地盤の液状化によりどのような挙動をし、地震後にどの程度変位・変形が残留するかについての情報が有用である。此れらの情報は過去の地震被害調査結果および実験的・解析的研究から得られている。しかし当該共同研究で対象にしている面状構造物のような比較的広い平面を持つ地中構造物と細長い形状を持つ線状構造物を同一条件で比較できるような情報は少ない。そこで当該構造物の液状化時挙動情報を得るため、6.5節で実施しているＳＡＤＡＰによる一斉解析と可能な限り条件を一致させて、動的有効応力解析による地震応答解析を用いた液状化解析を実施した。用いた解析プログラムコードＭｕＤＩＡＮは、地盤に関する静的・動的非線形解析コードとして開発されているが、特に液状化解析の実績が多い。

本年度は解析条件を整備するとともに、面状地中構造物を採り上げ解析を実施した。

6.4.2　解析手法

本解析で用いた動的有効応力解析法について簡単に説明する。より詳細な内容については文献[1),2)]を参照されたい。

本解析法は、土骨格と地下水に分けた運動方程式と液状化を表すことのできる応力－ひずみ関係式に特徴がある。まず、運動方程式について説明する。動的有効応力解析法は、地盤内に生じる応力を土骨格と地下水とで分担することを考慮した解析法である。水の変形挙動はよく分かっており、複雑な地盤の応力－ひずみ関係を表すのに、土骨格と水とを分離して考えた方が明解になる。すなわち、有効応力解析法では、境界条件、慣性力や自重により生じる応力（全応力）を有効応力（地盤の土骨格が分担する応力）と間隙水圧（水が分担する応力）に分けて考える。これで有効応力とひずみの関係は排水条件での弾塑性挙動の解析と同じように解析することができるようになる。水の方は、流体解析や浸透解析で用いる方法をとることができる。このことによって、それぞれ一般的な一相系の解析方法を用いることができ、解析が全応力で行うよりも簡単になる。つまり、動的有効応力解析法では、「土骨格の運動方程式」と「地下水の運動方程式」を連成させて解くことになる。

土骨格と水の間には次の二つの相互作用関係がある。

①浸透力：地下水の浸透流れによる土骨格への作用力

②応力分担：有効応力＋間隙水圧＝全応力

従って、運動方程式は次の二つの連立運動方程式を解くことになる。

土骨格の運動方程式（有効応力）＋間隙水圧による内力＋浸透力＝土骨格にかかる外力...(6.4.1)

地下水の運動方程式－浸透力＝地下水にかかる外力 .....(6.4.2)

液状化の問題を解くためには、式（6.4.1）で用いる応力－ひずみ関係に液状化を考慮できる関係式を用いる必要がある。この関係式は、弾塑性理論により導かれる応力－ひずみを表す関係式に、液状化による過剰間隙水圧の上昇とせん断ひずみの関係を加える形で導入できる。すなわち、液状化を解析できる応力－ひずみ関係は、次の関係を考慮できるようにする。

①せん断成分の弾塑性

②体積変化の弾塑性

③せん断変形により生じる過剰間隙水圧の上昇

せん断成分の弾塑性は、室内試験で得られているせん断ひずみとせん断応力の関係を数学的にモデル化する。Ramberg-OsgoodやMasingによるような履歴曲線（塑性硬化則）を用いる。本解析では、バイリニア型の履歴曲線を用いた。体積変化の弾塑性については、e-logp曲線にみられる関係を数学的にモデル化する。このモデル化は、e＝Ca-Cblogpのような圧密曲線が用いられることが多い。処女載荷と繰り返し載荷の違いもモデル化される。但し、本解析で用いたDensification モデルでは、この体積変化の弾塑性について無視している。せん断変形により生じる過剰間隙水圧の上昇については、数多くの関係式が提案されており、一般的な方法はまだ確立されていない。本解析では、各時刻の過剰間隙水圧の上昇がその時点の累積せん断ひずみと応力状態によって求められると考えた数学モデルを用いている。応力状態としては、応力比（最大せん断応力と平均有効応力比）を用いている。この関係は、非排水せん断試験により求められている、せん断ひずみと間隙水圧の上昇の関係か、排水せん断試験によるせん断ひずみと体積変化の関係から、数学モデルを定義するパラメータを求める。

なお浸透による過剰間隙水圧の低下は、運動方程式の浸透の項で取り扱われる。

6.4.3 解析条件

(1) 地盤条件および構造物条件

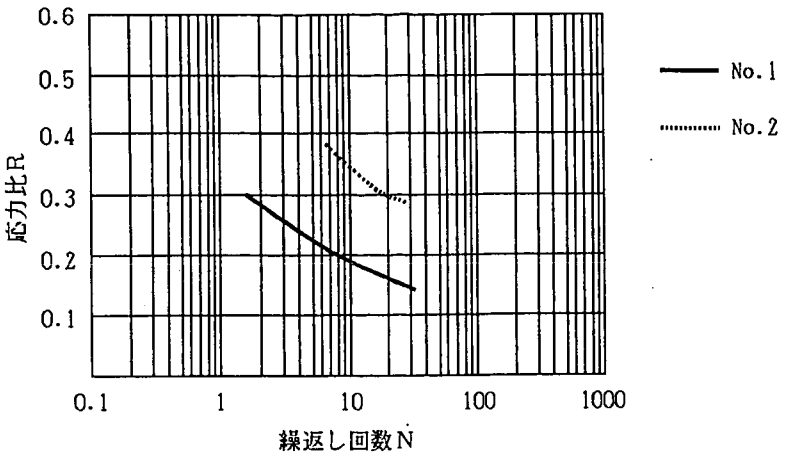
解析に用いた地盤の条件を表－6.4.1に示す。液状化の可能性のある緩い砂質土層がGL-20mまで堆積し、その下に比較的堅い粘性土層が続いているとした。砂質土層はGL-15mまでのかなり緩い土層とその下

表－6.4.1　地盤および構造物の解析用定数

項目 / 土層名	深度	N値	γ_t (tf/m³)	ν 静的	ν 動的	ϕ	c (tf/m²)	透水係数 (m/s)	間隙率	G (tf/m²)	V_s (m/s)	材料特性
液状化層 No.1	GL±0.0m ～ GL-15.0m	7	1.8	0.49	0.30	36.0°	0.0	3.8E-5	0.53	3,700.0	178.7	非線形
液状化層 No.2	GL-15.0m ～ GL-20.0m	14	1.9	0.49	0.30	38.0°	0.0	2.89E-5	0.47	12,000.0	222.1	
支持層	GL-20.0m ～ GL-30.0m	18	1.8	0.49	0.30	－	－	1.0E-15	0.53	13,500.0	231.7	線形
構造物			0.977	0.17		ヤング係数 8.6E+5						

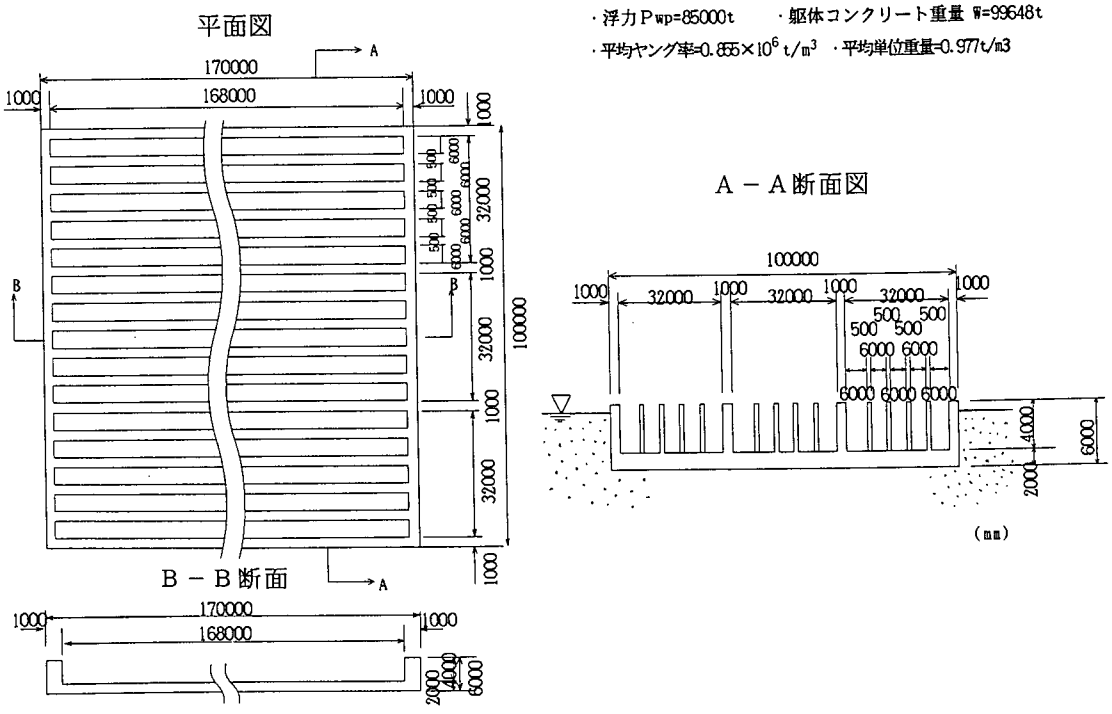
ダンパー要素の波動伝播速度（V_s）は支持層の地盤と同一とする

GL-20mまでのやや締まった土層の２層に分かれている。砂質土層は非線形材料、粘性土層は線形材料として扱った。地下水位はGL±0mに設定した。砂質土層の液状化強度曲線を図－6.4.1に示す。地盤条件の設定に当たっては、6.5節でＳＡＤＡＰによる解析に用いた条件に合わせることの意義も考慮したが、非線形解析のもつ計算の複雑さおよび条件設定に必要な期間を考慮して、過去に計算実績のある地盤条件を参考に図のように設定した。



図－6.4.1　液状化強度曲線

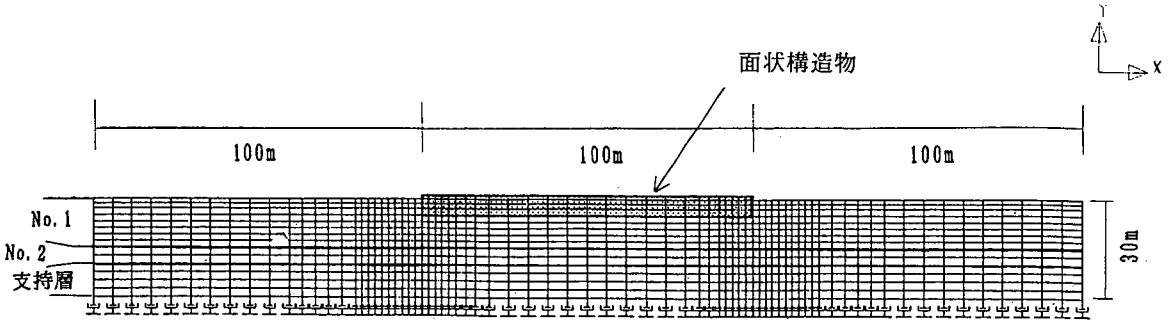
解析に用いた面状地中構造物の諸元を図－6.4.2に示す。当該構造物は下水処理施設の沈澱池をモデル化したもので、構造物の短辺方向（長さ100m）を断面にして２次元モデル化している。構造物は鉄筋コンクリート製で、空の状態での常時の浮力に対する安全率は1.1、液状化時には0.34の安全率を持つように設定してある。表－6.4.1の構造物の解析用定数は沈澱池が空の状態を想定し、これと等価な密実な構造物合に換算した見掛けの値である。材質は線形材料の扱いである。



図－6.4.2　面状地中構造物の解析モデルの諸元

(2) ＦＥＭモデル

解析に用いた２次元解析用ＦＥＭモデルを図－6.4.3に示す。構造物の短辺方向長さ100mに周辺地盤を100mづつ左右に設け、横境界は左右の境界が同一運動をするタイドされた境界条件にしてある。底面境界は粘性境界としてある。全要素数1038のうち、線形要素は408、非線形要素は630である。

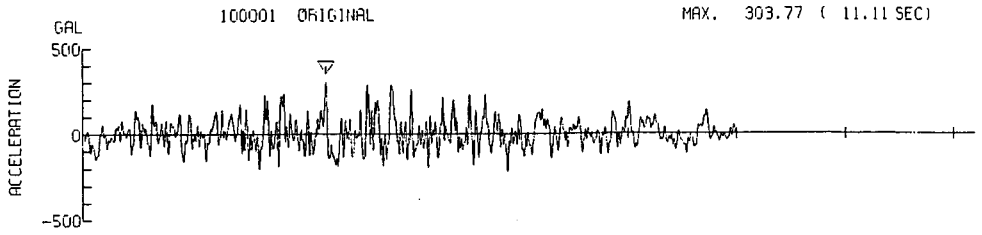


図－6.4.3　２次元解析用ＦＥＭモデル

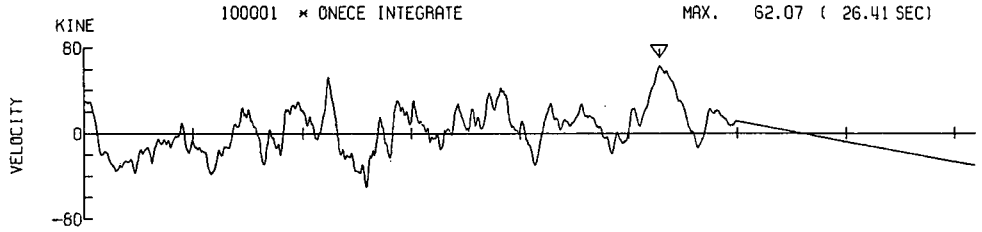
(3) 入力地震波

当該解析においては非線形解析を行っており、解析結果は地震入力の波形特性に対する依存度が高い。対象となった入力波形は6.5節で実施された解析コードＳＡＤＡＰによる一斉解析のために用意されたＬ－２人工地震波であり、解析コードＦＬＵＳＨに代表される等価線形化手法による地震応答解析用に用意されたものである。線形解析では地震波の振幅と周波数特性が重要視され、その他の要因はあまり結果に影響を及ぼさない。しかし非線形解析では波形の時刻歴そのもの影響が結果に現れるため、非線形解析用の地震波の設定に当たっては等価線形解析を用いる場合よりもキメの細かい配慮が必要である。そのためここでは、入力地震波の設定結果と設定に当たっての検討内容とを併せて示す。

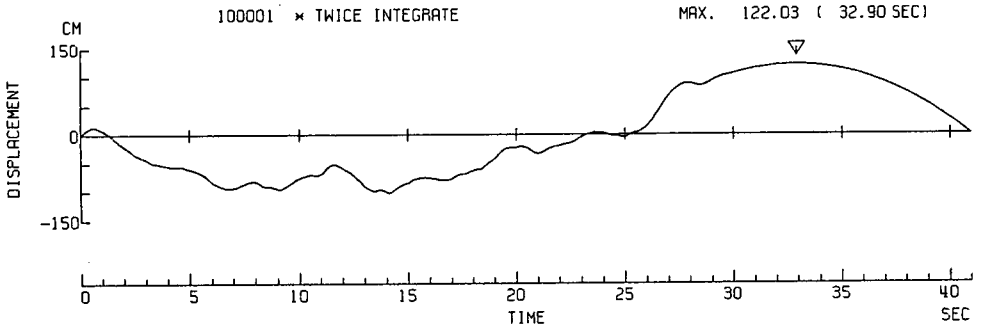
図－6.4.4(a)は6.5節のＳＡＤＡＰによる一斉解析用に設定された加速度地震波であり、同図(b)および(c)はその積分結果である。大きな初速度と数十秒の変位の周期を持つと共に、加速度入力が終わっても速度入力が残留していることが解る。この加速度波形を用いて１次元の動的有効応力解析を実施したが、応答がすぐ発散してしまい、解析結果は得られなかった。地震波の最初に大きな振幅がすぐ来ることに疑問を感じて、最初のゼロクロスまでの加速度地震波の振幅をオリジナルの1/10にした結果が図－6.4.5(a)であり、(b)および(c)は積分結果である。大きな初速度の問題は解消されたが、加速度入力終了後の残留速度および長周期変位成分は未解決のままである。この波形を用いて２次元応答解析を実施した。その結果のうち、左横境界から60m 離れた地盤部の水平変位時刻歴を深さ方向に示したのが図－6.4.6である。地表面（GL±0.0)での残留変位は左に1.9mに及ぶ大きな値になっている。また底面境界部においても左に10cmを越える残留変位が生じており、解析結果に疑問が残った。図－6.4.5(a)の加速度波形に対し、0.04～0.05Hzおよび50～50.1Hzの台形バンドパスフィルタをかけた加速度波形が図－6.4.7(a)であり、(b)および(c)はその積分結果の速度波および変位波である。残留速度および変位の長周期成分は概ね解消されている。(d)および(e)は(a)の加速度波のフーリエスペクトルおよび応答スペクトルである。この加速度波形を用いて



（ａ）オリジナル加速度波形



（ｂ）(a)の1回積分結果（速度）



（ｃ）(a)の2回積分結果（変位）

図－6.4.4　一斉解析用に設定された人工地震波

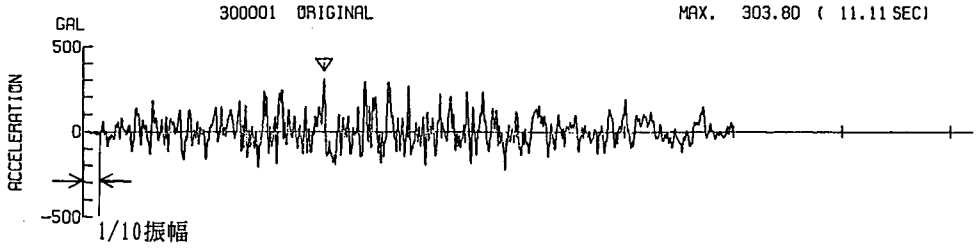
実施した地震応答解析結果を6.4.4に述べた。

入力地震波には図－6.4.3のＦＥＭモデル底面の粘性境界を介して、図－6.4.7(a)の加速度波を２Ｅ入射波として用いた。

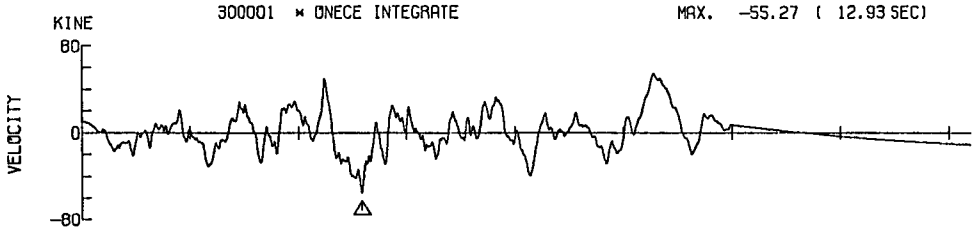
6.4.4　解析結果

(1)　１次元地震応答解析結果

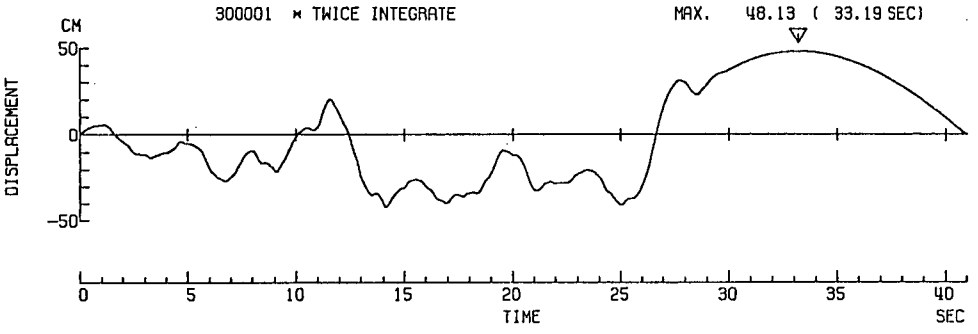
水平地盤部を対象とした１次元の地震応答解析結果を図－6.4.8に示す。(a)および(b)は要素境界の水平加速度と水平変位である。地表面付近はすぐ液状化して軟化し加速度応答が減少しているが、変位は長周期成分の入力に対応して増大し地表面では左側に30cmの残留変位を示している。(c)は(b)に示した水平変位時刻歴の最終時刻の変位分布であり地震後10秒経過した時点の水平変位を示している。



（ａ）オリジナル波形の第1ゼロクロス点までの振幅を1/10にした加速度波形



（ｂ）(a)の1回積分結果（速度）



（ｃ）(a)の2回積分結果（変位）

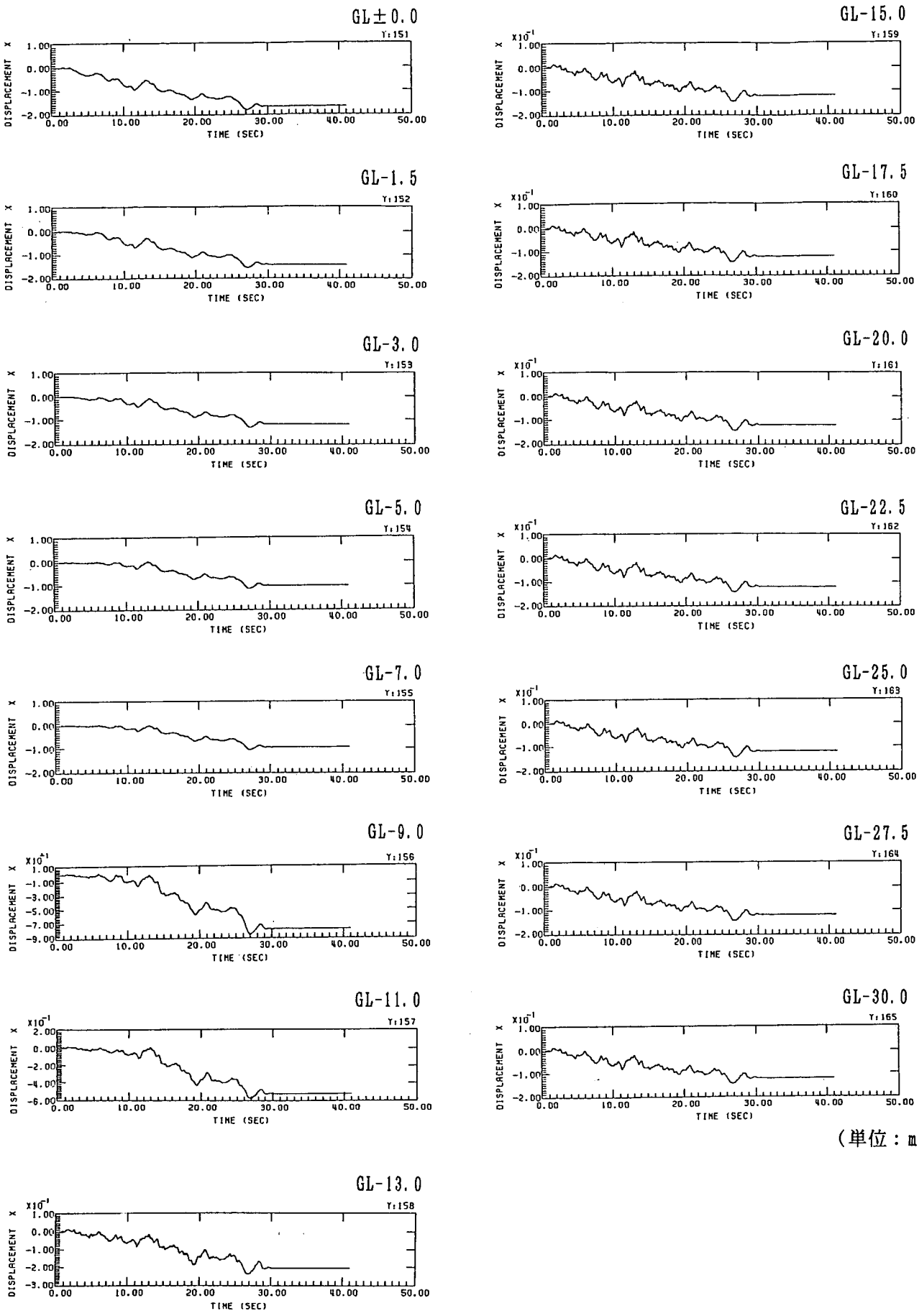
図－6.4.5　第１回変更結果の入力地震加速度波形とその積分結果

(2)　２次元地震応答解析結果

２次元の地震応答解析結果を図－6.4.9に示すＡ～Ｆの６側線部で出力した。図－6.4.10～図－6.4.15にその結果を示す。

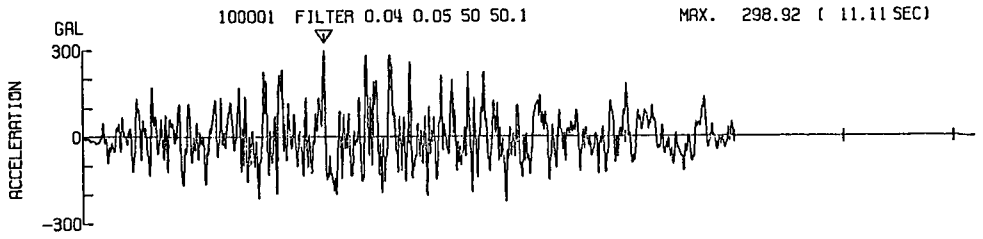
図－6.4.10は自由地盤部（左境界より60m の位置：Ａ側線）および構造物中心部（左境界より150mの位置：Ｆ側線）の応答水平加速度の時刻歴と最大値分布である。構造物は自由地盤に比べ応答値が小さく、ほぼ 1/3程度に減少しているのが解る。

図－6.4.11は水平変位に関する結果である。(a)および(b)より自由地盤部の地表面部で20cm、構造物中心部で30cm程度の残留変位が生じている事が分かる。同図(c)は構造物の左側面（Ｂ側線）の水平変位分布の時刻歴である。構造物の直下からGL-15mまでの液状化層が20秒の間に構造物の下側に入り込んでいる様子が分かる。図－6.4.12は鉛直変位に関する結果である。自由地盤（Ａ側線部）の地表面は２～３cm沈下し、

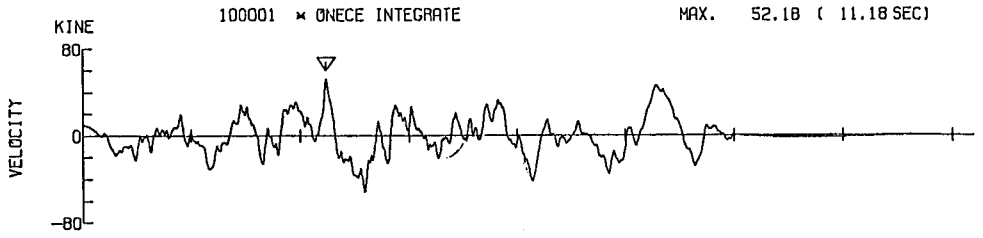


（単位：m）

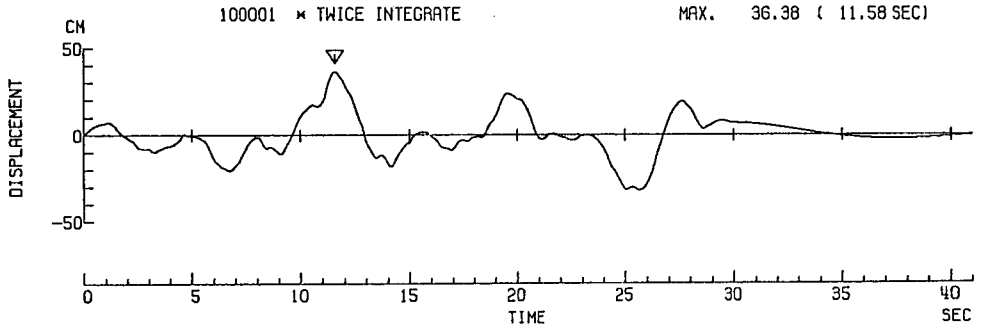
図－6.4.6　第１回修正加速度波による地震応答解析結果
（地盤部水平変位）



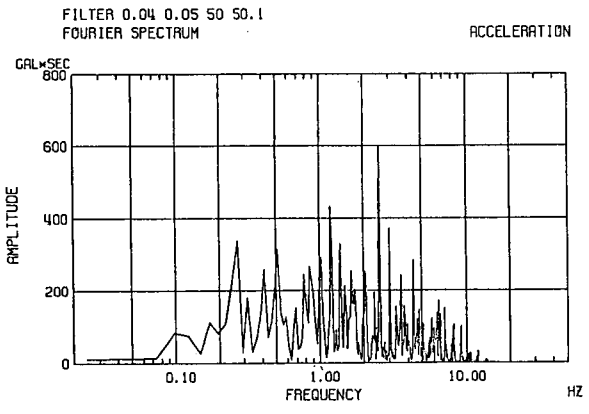
（ａ）バンドパスフィルターをかけた後の加速度波形
（0.04～0.05Hz, 50～50.1Hzの台形がバンドパスフィルター）



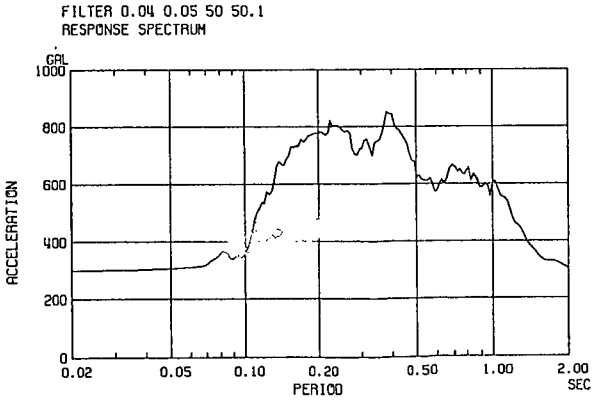
（ｂ）(a)の1回積分結果（速度）



（ｃ）(a)の2回積分結果（変位）

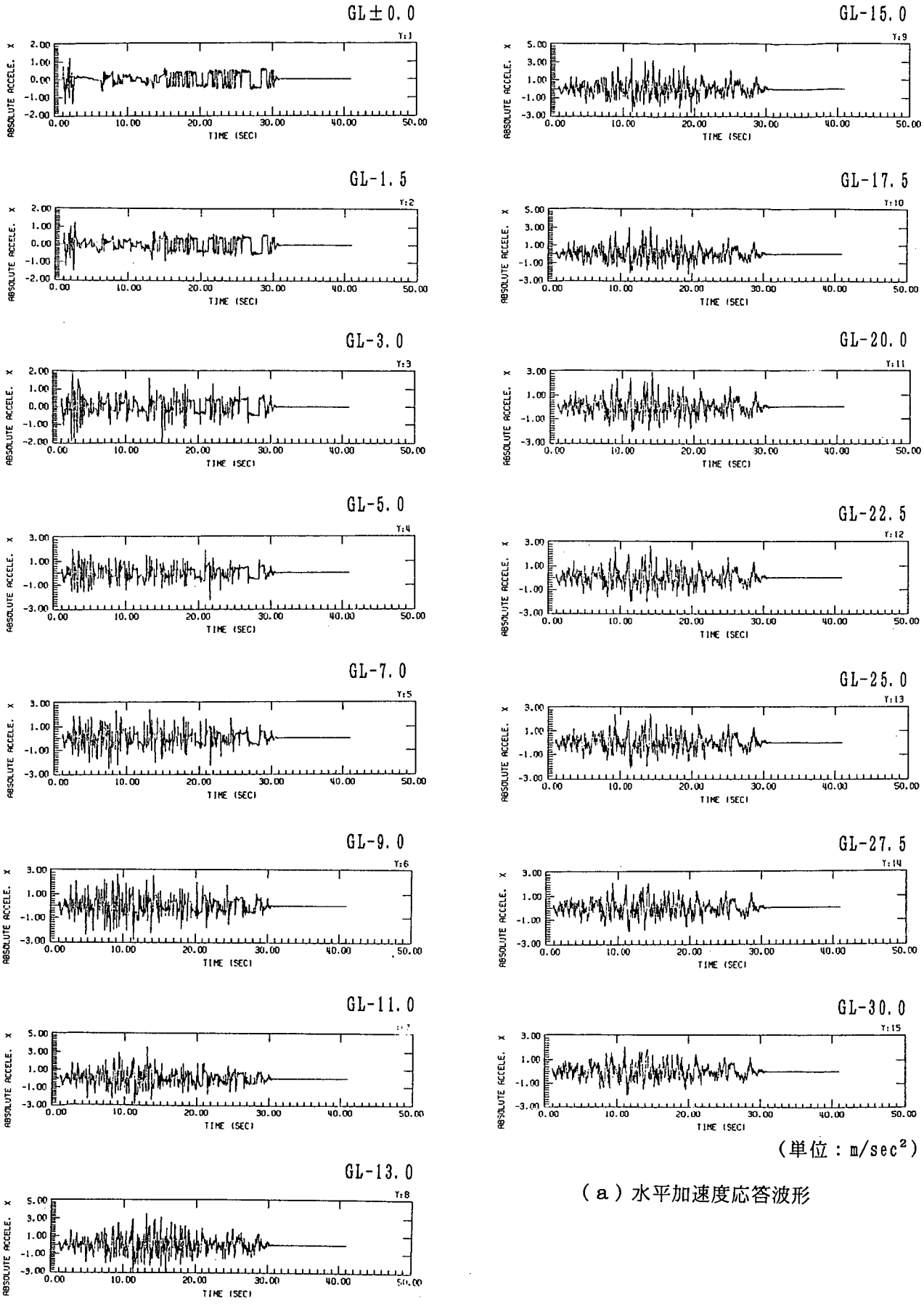


（ｄ）(a)のフーリエスペクトル



（ｅ）(a)の応答スペクトル

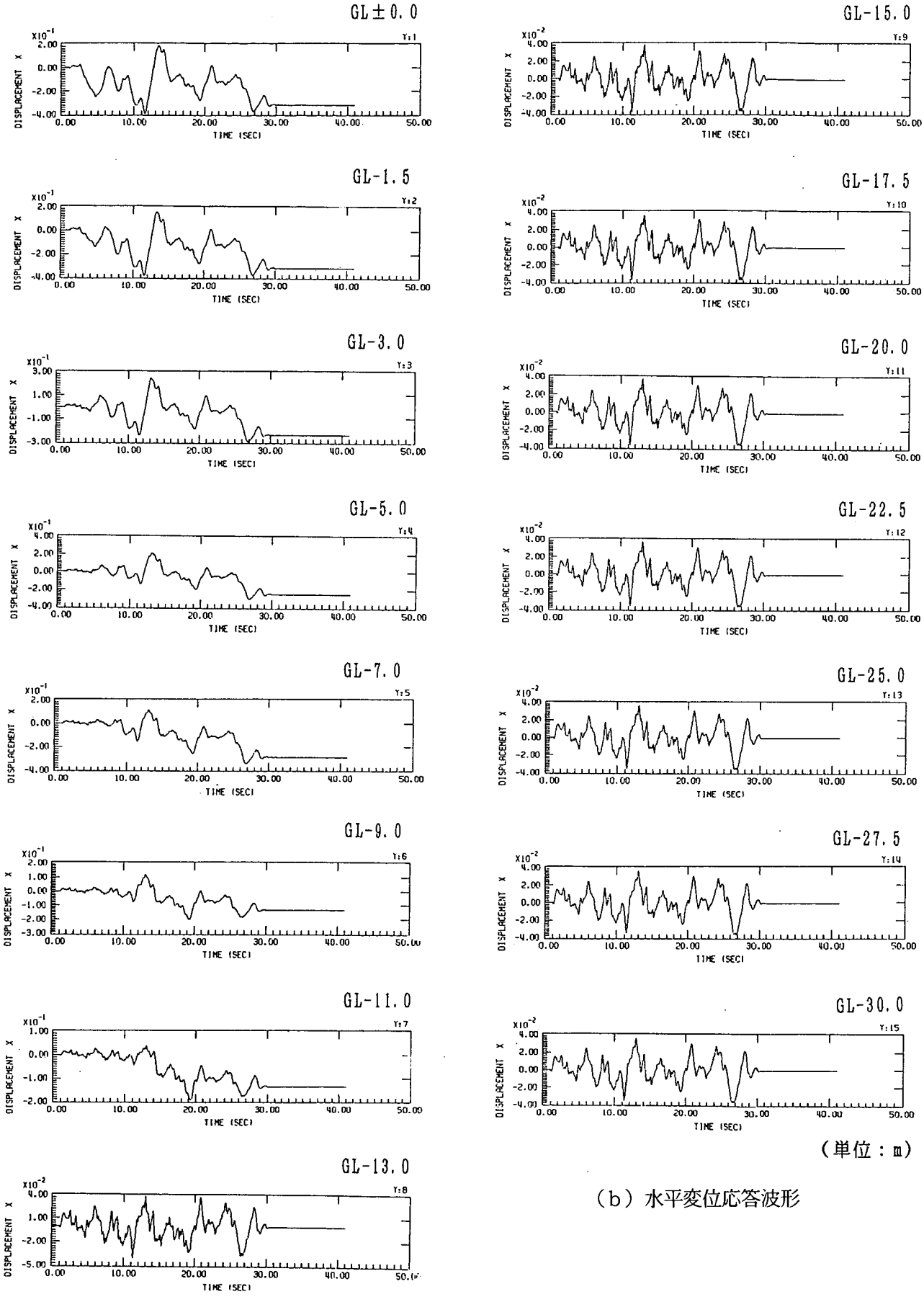
図－6.4.7　第２回変更結果の入力地震加速度波形とその積分結果



（単位：m/sec²）

（a）水平加速度応答波形

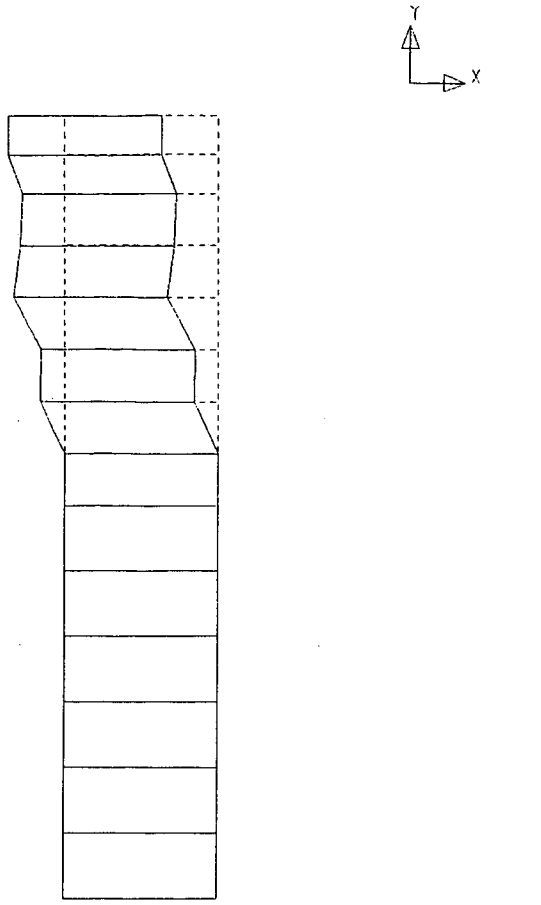
図－6.4.8　1次元応答解析結果



（単位：m）

（b）水平変位応答波形

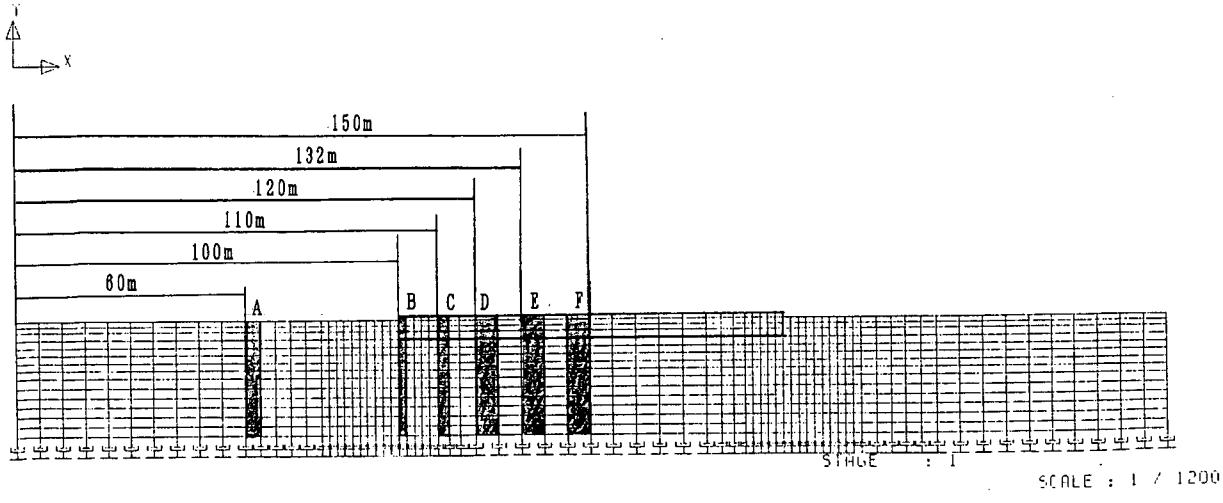
図－6.4.8　1次元応答解析結果（つづき）



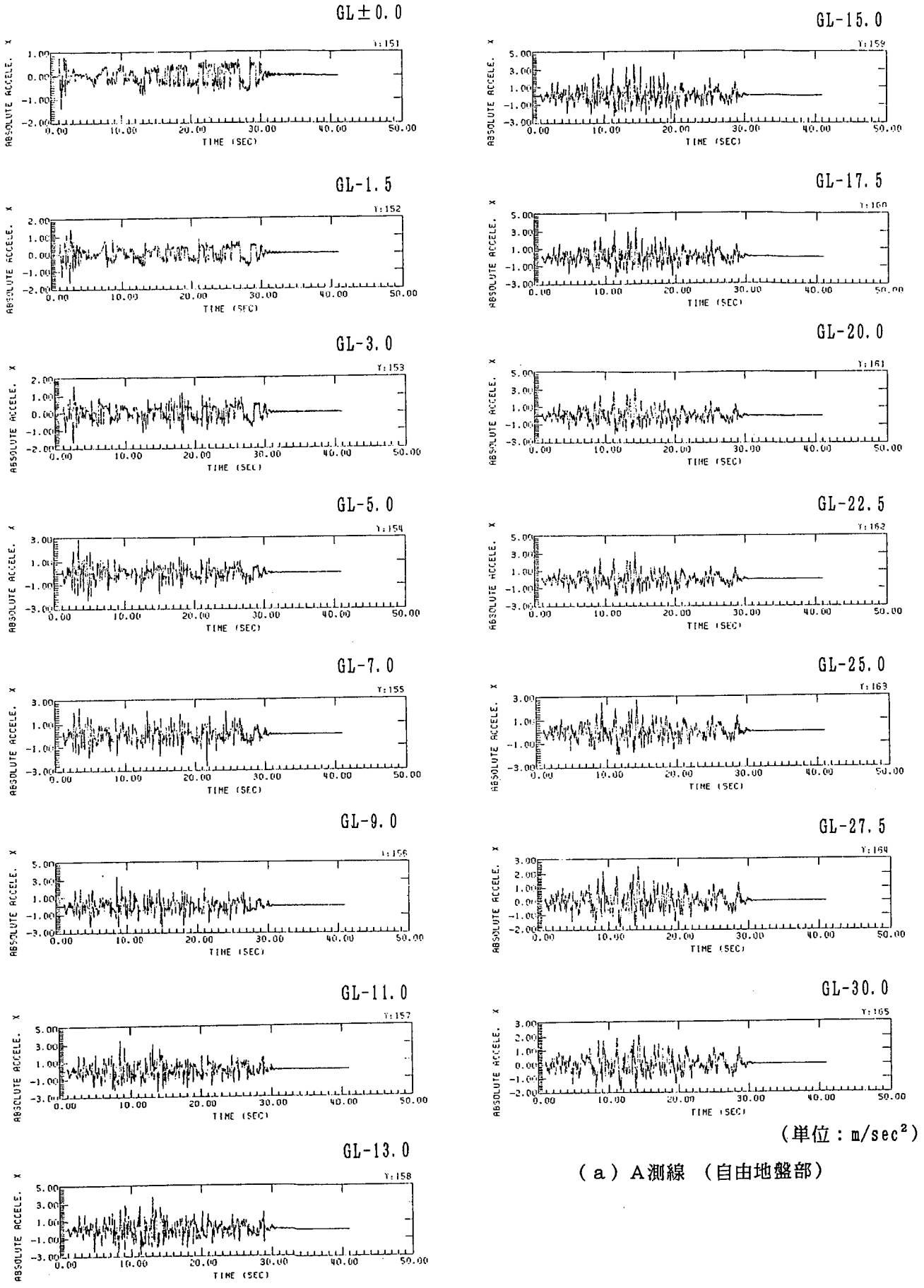
（単位：m）

（c）水平残留変位（t=40sec）

図－6.4.8　1次元応答解析結果（つづき）



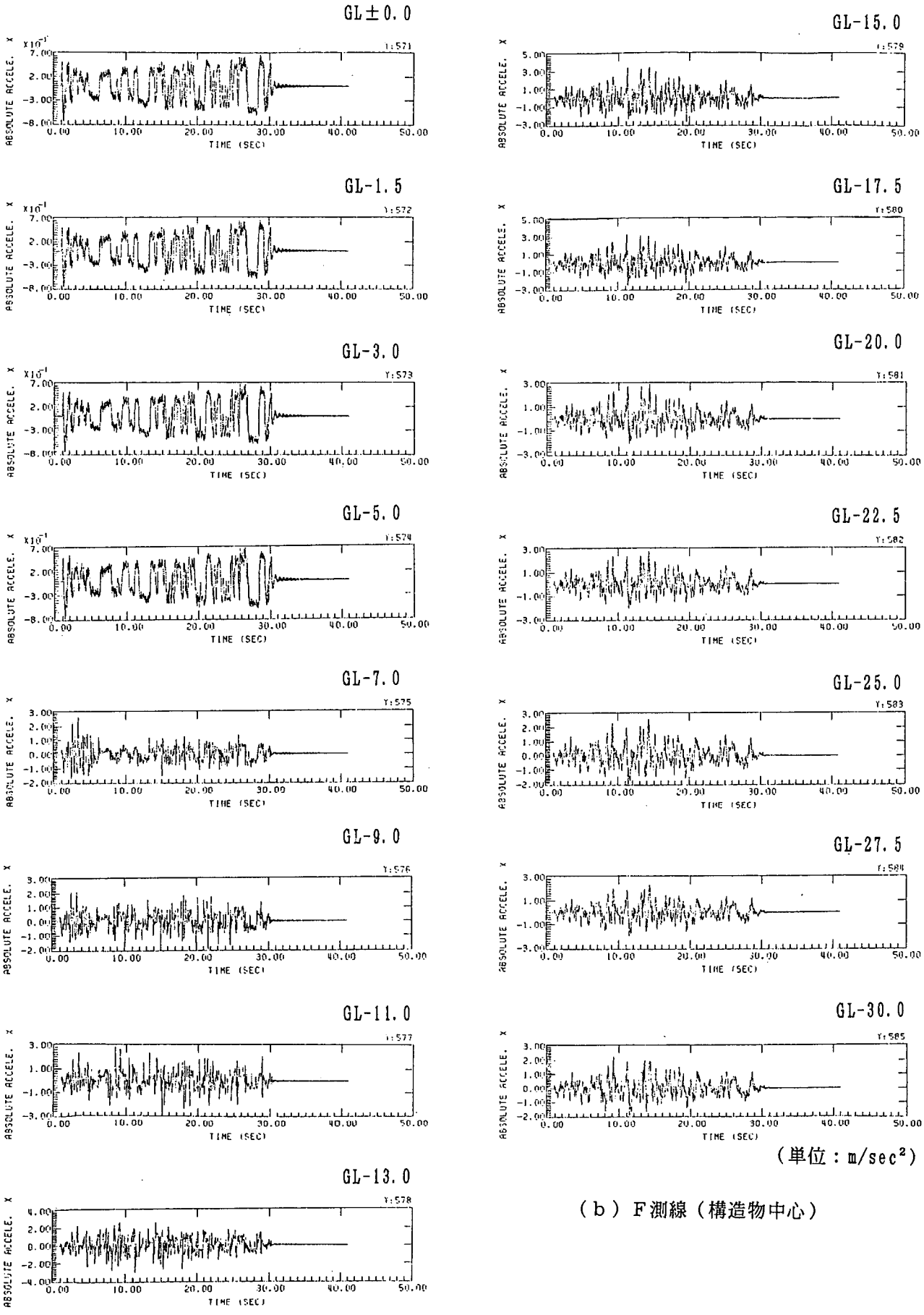
図－6.4.9　計算結果を出力した測線



（単位：m/sec²）

（a）A測線 （自由地盤部）

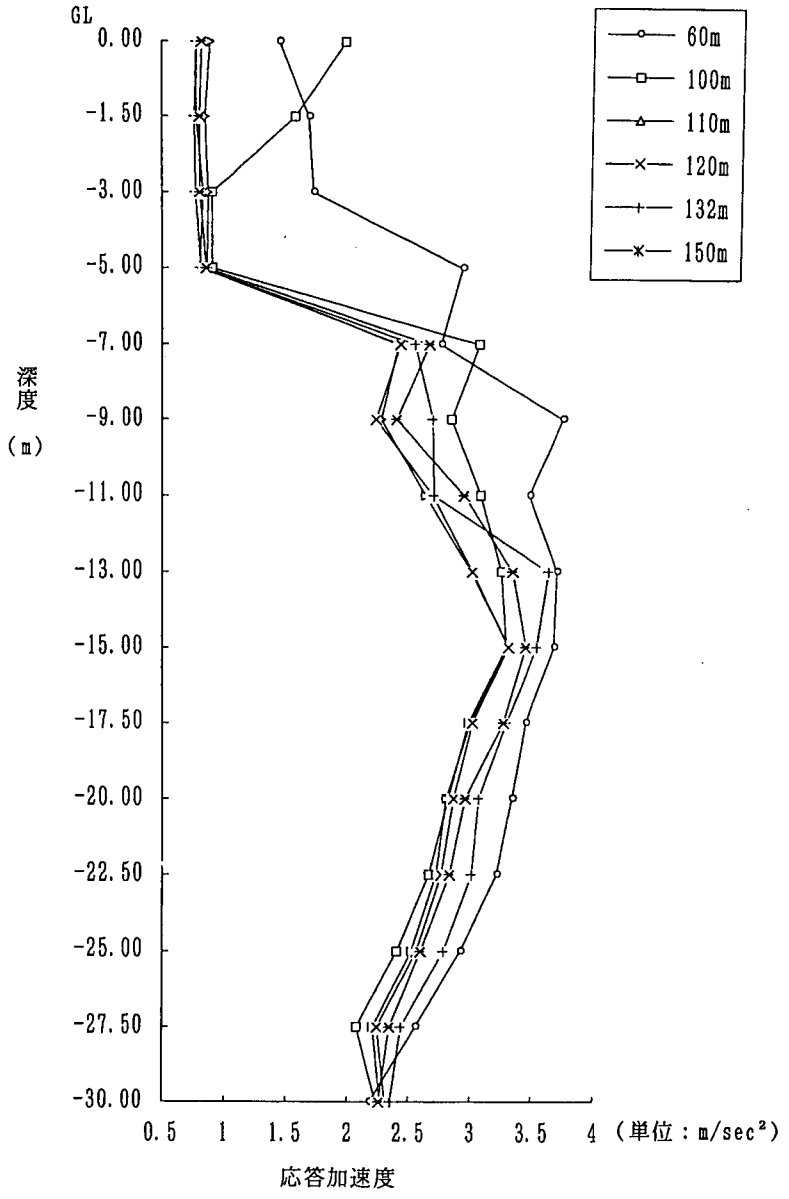
図－6.4.10　2次元応答解析結果：水平加速度



（単位：m/sec²）

（b）F測線（構造物中心）

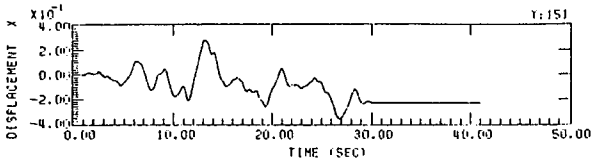
図－6.4.10　2次元応答解析結果：水平加速度（つづき）



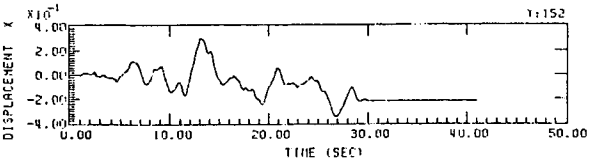
（ｃ）水平加速度最大値分布（6測線）

図－6.4.10　2次元応答解析結果：水平加速度（つづき）

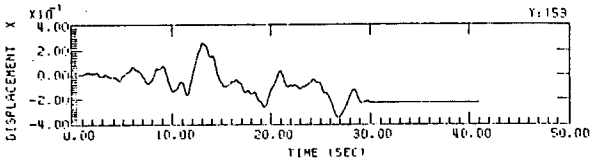
GL±0.0



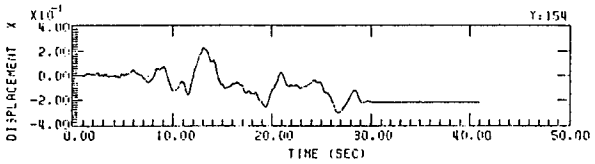
GL-1.5



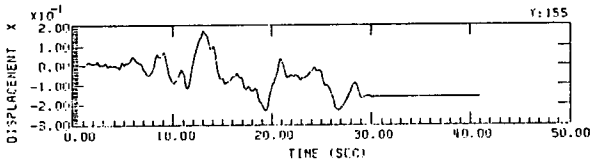
GL-3.0



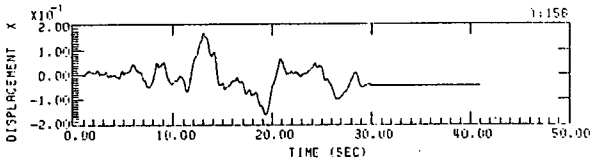
GL-5.0



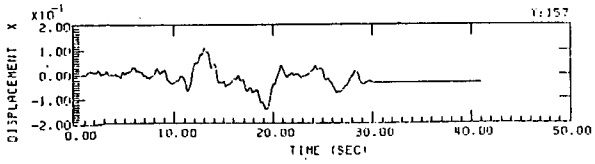
GL-7.0



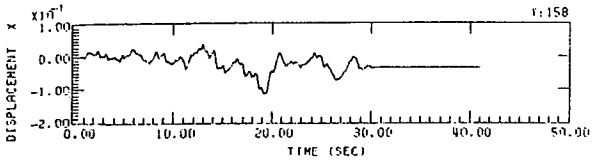
GL-9.0



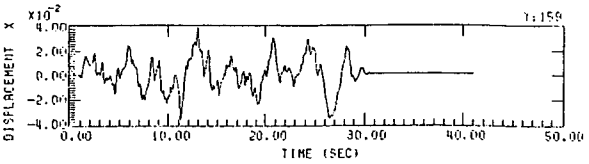
GL-11.0



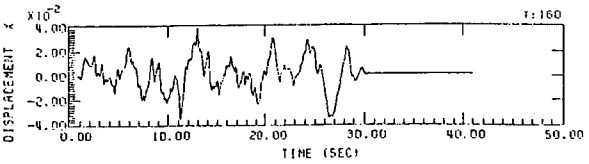
GL-13.0



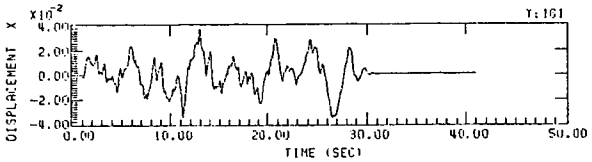
GL-15.0



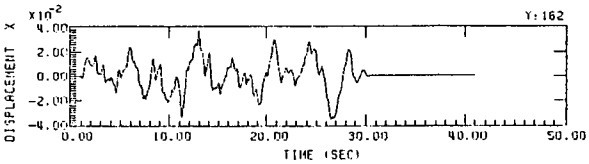
GL-17.5



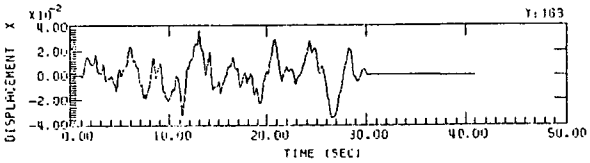
GL-20.0



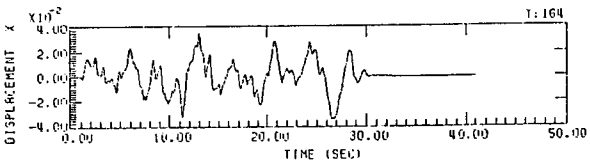
GL-22.5



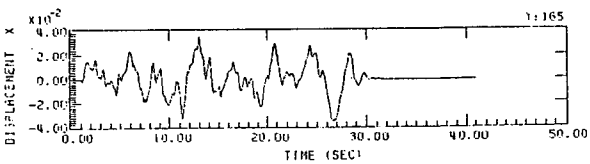
GL-25.0



GL-27.5



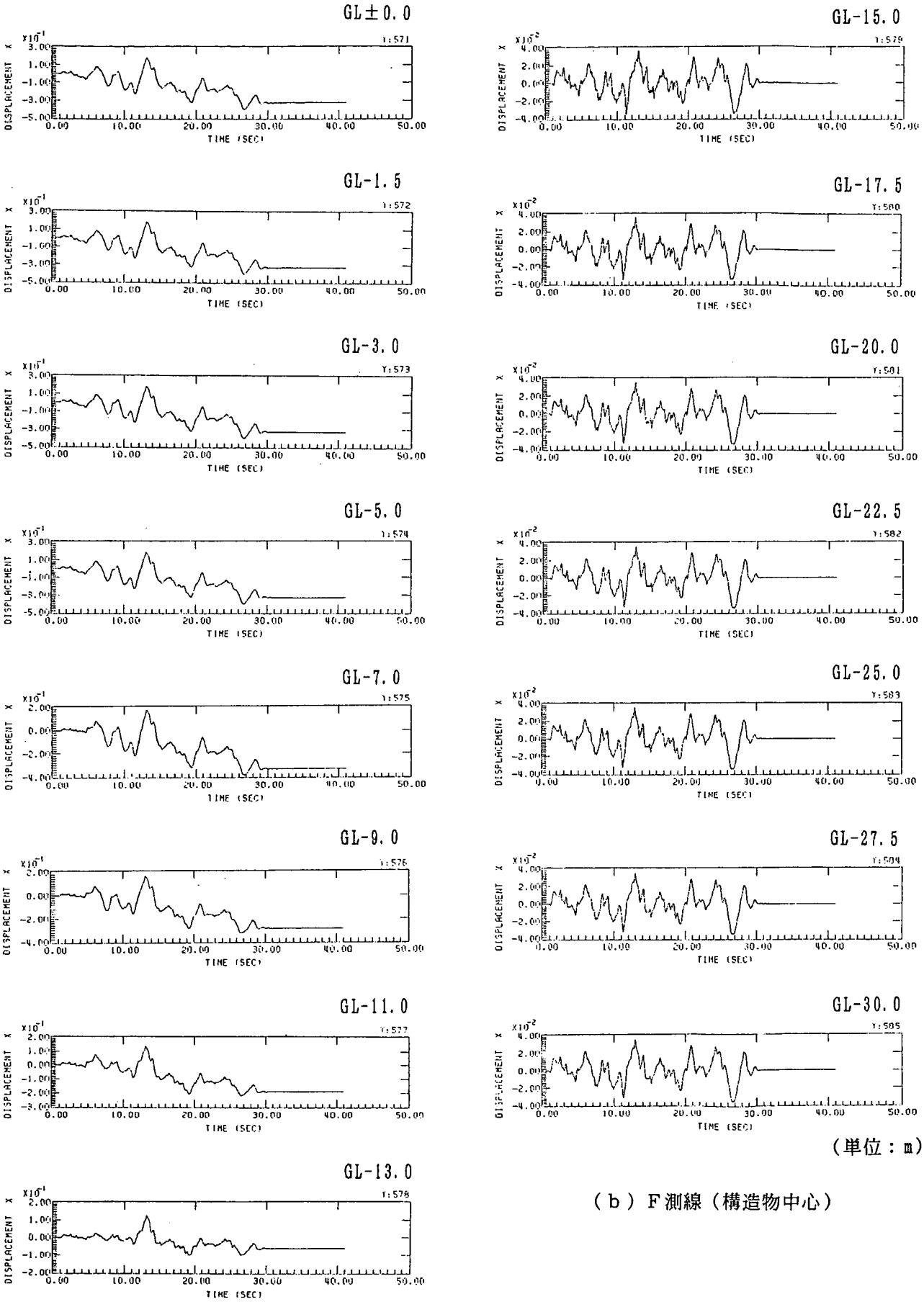
GL-30.0



（単位：m）

（a）A測線（自由地盤部）

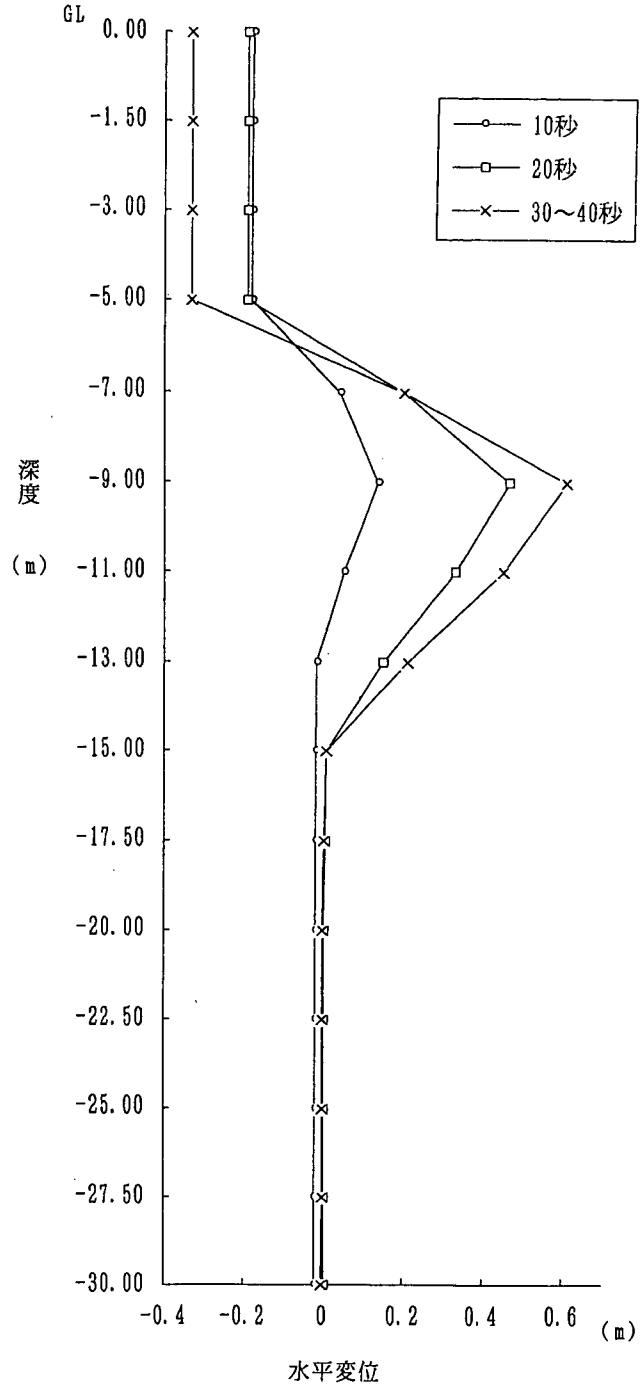
図－6.4.11　2次元応答解析結果：水平変位



（単位：m）

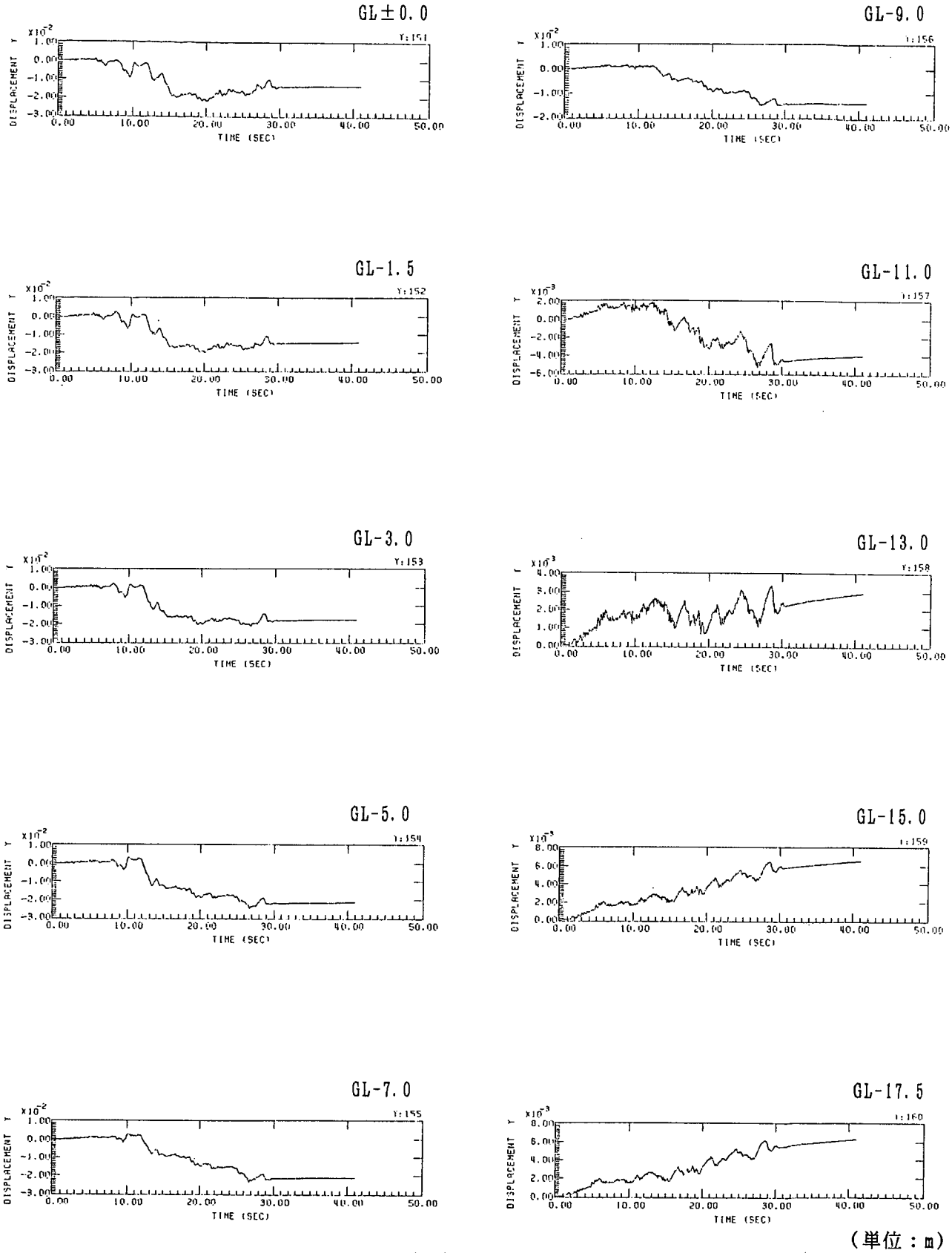
（ｂ）Ｆ測線（構造物中心）

図－6.4.11　２次元応答解析結果：水平変位（つづき）



（c）水平変位分布の経緯（B測線）

図－6.4.11　2次元応答解析結果：水平変位（つづき）

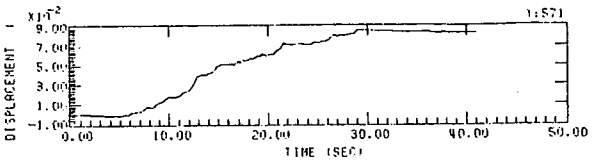


（単位：m）

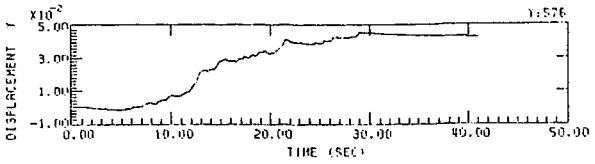
（a）A測線（自由地盤）

図－6.4.12　2次元応答解析結果：鉛直変位

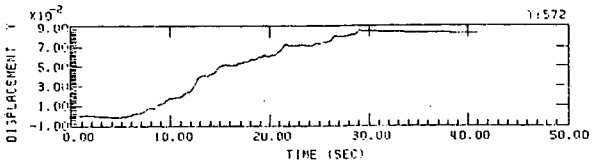
GL±0.0



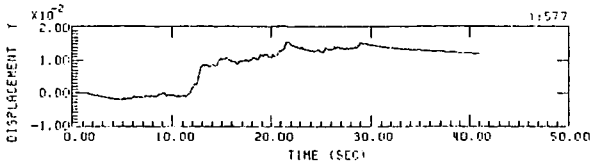
GL-9.0



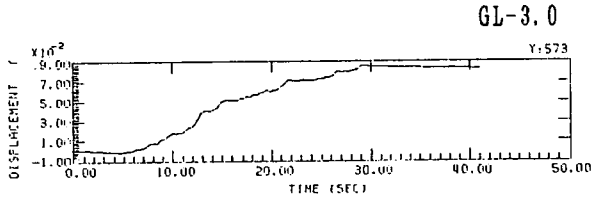
GL-1.5



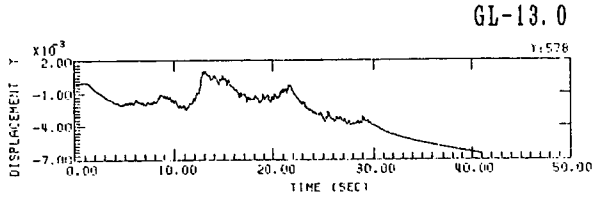
GL-11.0



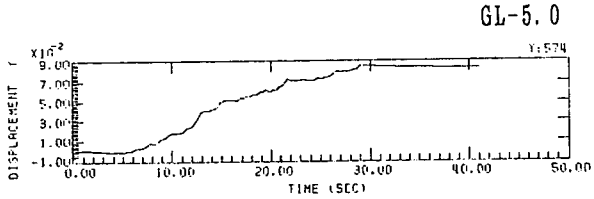
GL-3.0



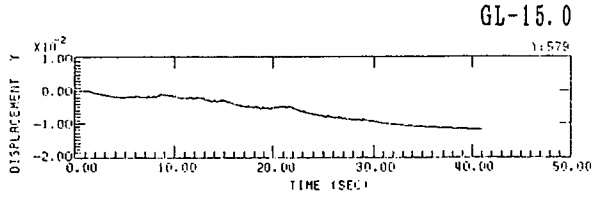
GL-13.0



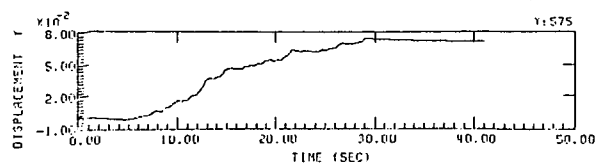
GL-5.0



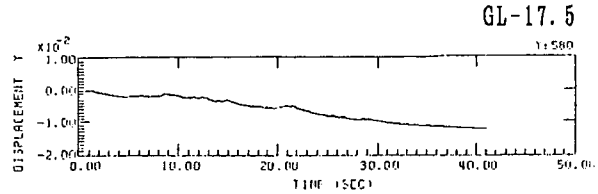
GL-15.0



GL-7.0



GL-17.5



（単位：m）

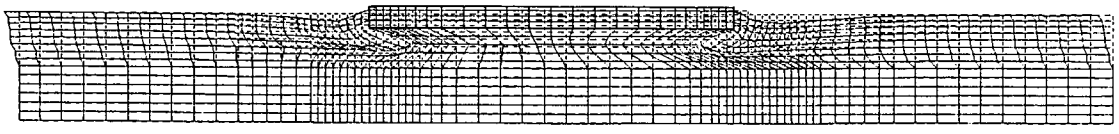
（b）F測線（構造物中心）

図－6.4.12　2次元応答解析結果：鉛直変位（つづき）

構造物中心は8cm程浮き上がりを生じている。100mの面が8cm浮き上がるためには奥行き1m あたり8㎥土砂の流入が必要である。GL-5m からGL-15mまでの砂層から8㎥供給されたとすると、平均約0.8mの流入が必要であり、構造物直下の地盤の水平変位量の分布のオーダーとほぼ対応している。図－6.4.13は40秒後の残留変形状態である。周辺地盤の液状化によって地盤が軟化するが、構造物近傍（側面から横方向約30m の範囲）の軟化した地盤が構造物の下に回り込むことにより幅100mの構造物が浮き上がっている状況が分かる。構造物が比重 1.8の泥水に浮かんだと仮定したときの浮き上がり量は 174cmであり、それに比較すると解析の浮き上がり量は小さい。

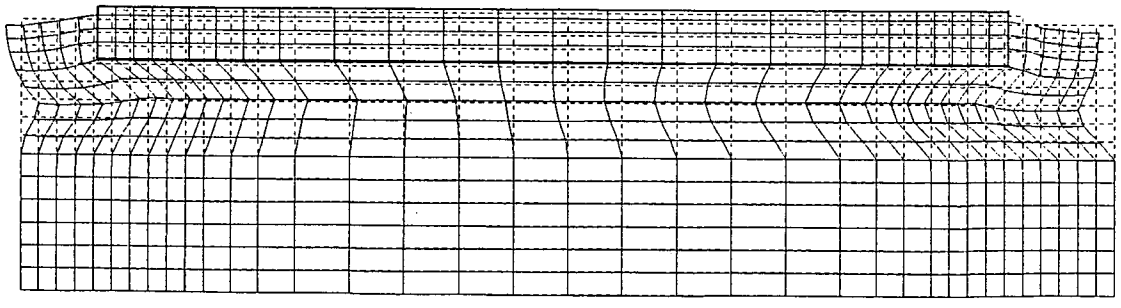
図－6.4.14は過剰間隙水圧に関する結果である。GL-20mまでの緩い砂層のうち液状化強度を弱く設定した砂層（図－6.4.11のNo.1）がほぼ全層にわたって地震開始後すぐ水圧が急増している（(a), (b)）。(c)はA～F側線の過剰間隙水圧の深さ方向の分布の時間経過による変化を示した。構造物の左端にあたるB側線では、10～20秒にかけて自由地盤部（A側線）の値に近い上昇を示すがその後構造物中心部（F側線）の値に近づいている。自由地盤であるA側線での挙動と構造物中心であるF側線での挙動の中間的な挙動をしている。(d)は40秒経過後の過剰間隙水圧のコンター図である。GL-20mの粘性土層の近傍で等圧線が混み合っているのは、粘性土層が非液状化層のためである。

図－6.4.15は有効平均応力に関する結果である。値がゼロに近づくと液状化であり図－6.4.14と同じ内容であるが要素の液状化状態がより分かりやすい。



DISP. SCALE : ⊢—⊣ 1.05

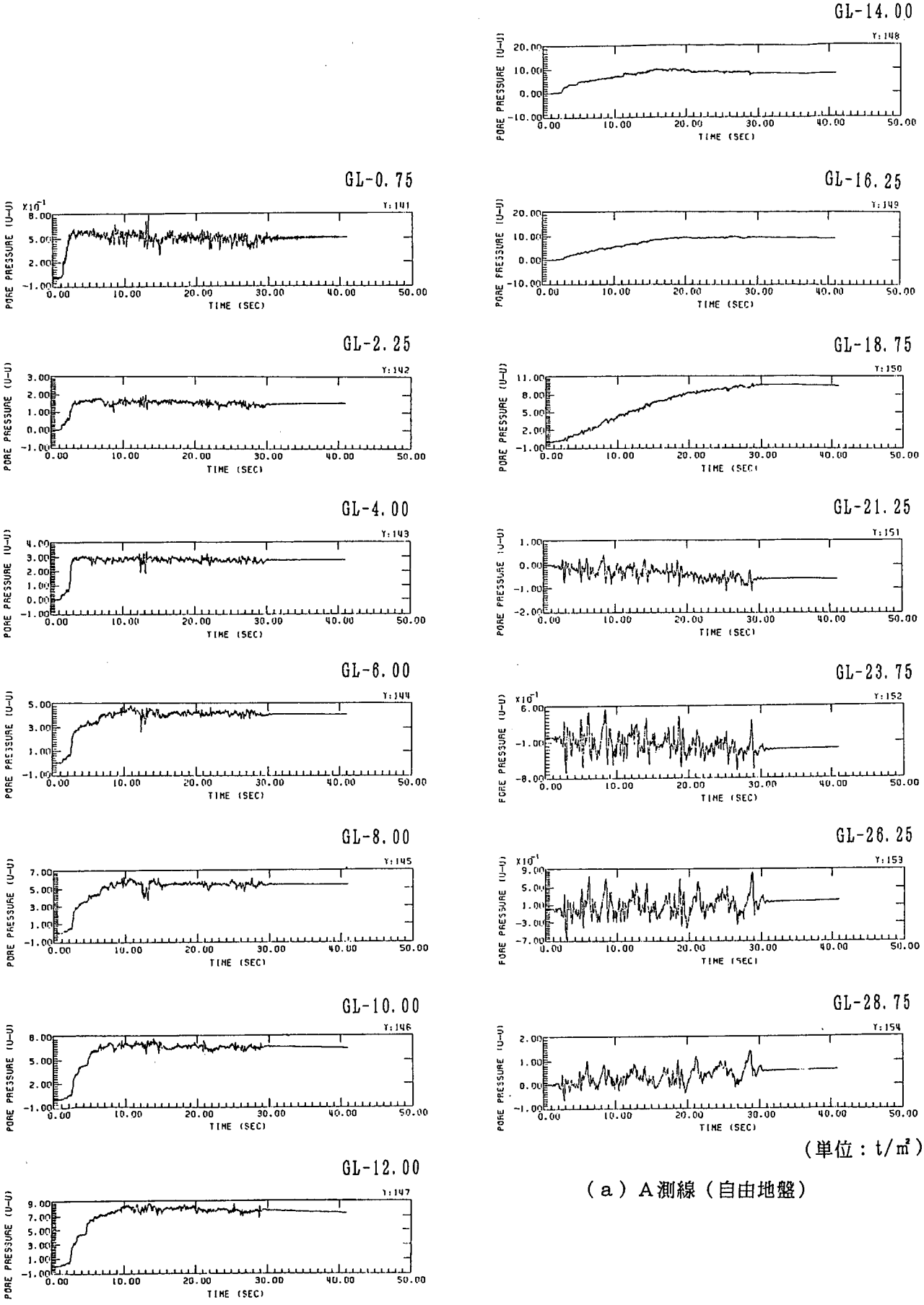
（a）全体図　　（単位：m）



DISP. SCALE : ⊢—⊣ 1.05

（b）構造物付近のクローズアップ

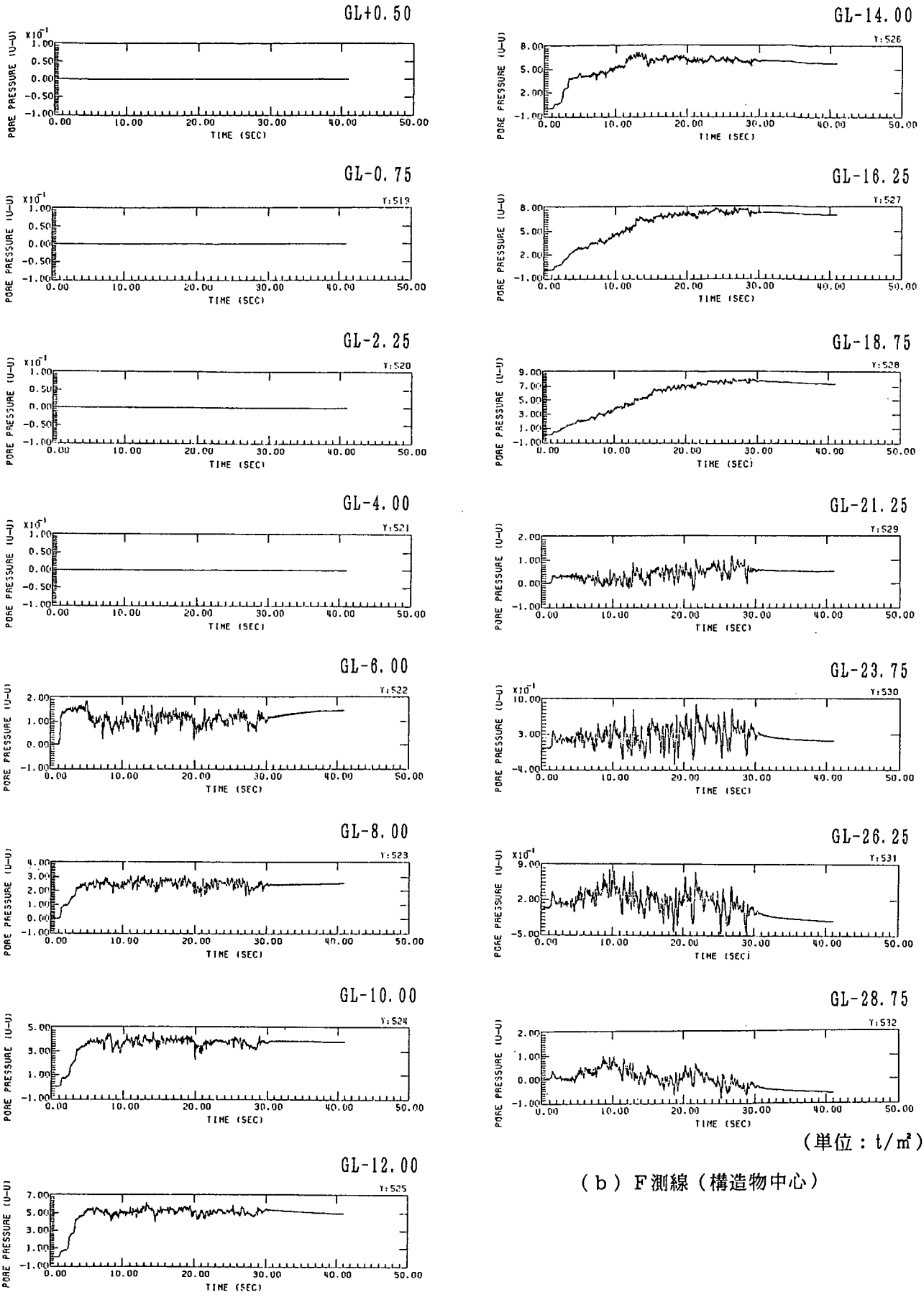
図－6.4.13　2次元応答解析結果：残留変形（40秒）



（単位：t/m²）

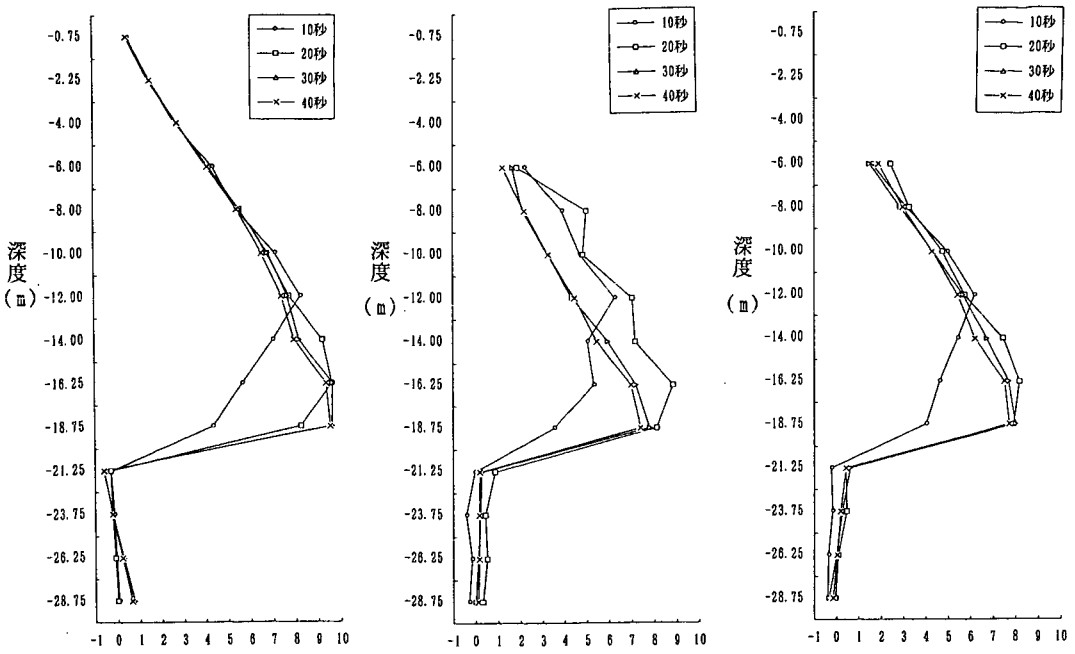
（ａ）Ａ測線（自由地盤）

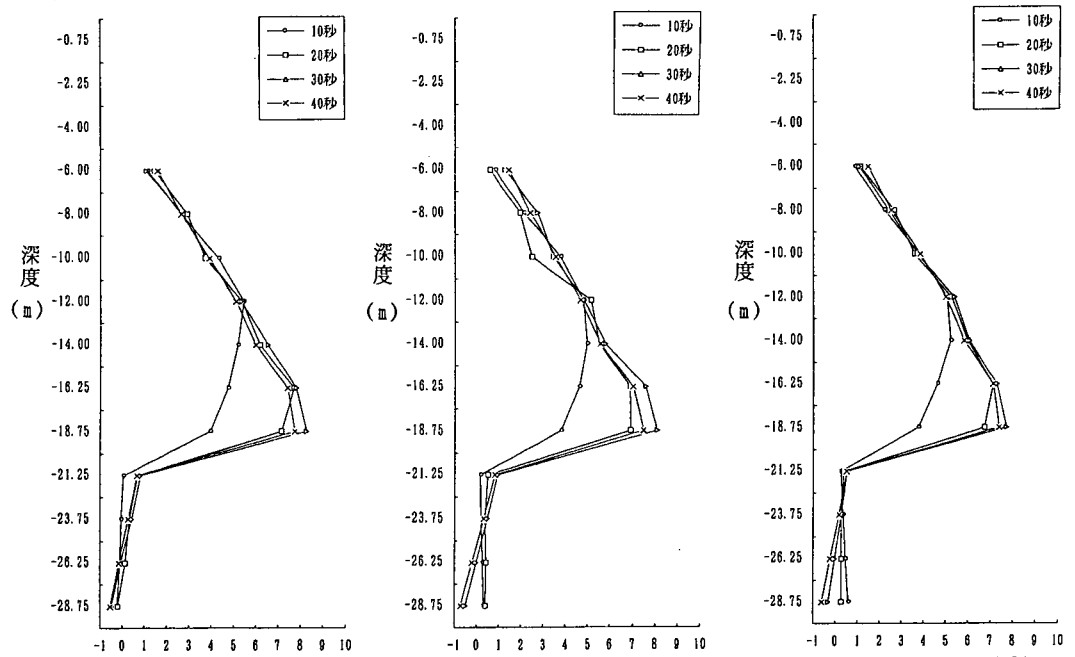
図－6.4.14　２次元応答解析結果：過剰間隙水圧



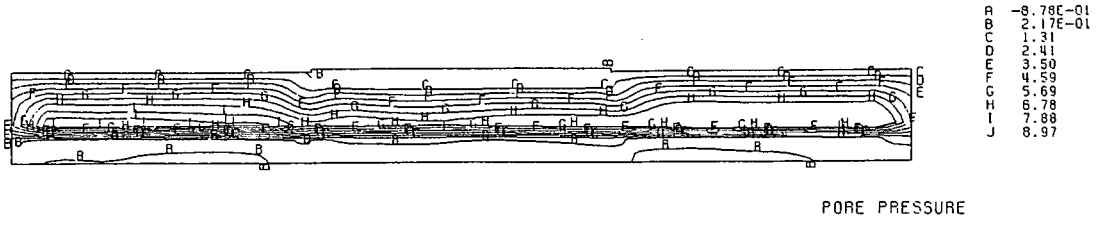
（b）F測線（構造物中心）

図－6.4.14　2次元応答解析結果：過剰間隙水圧（つづき）



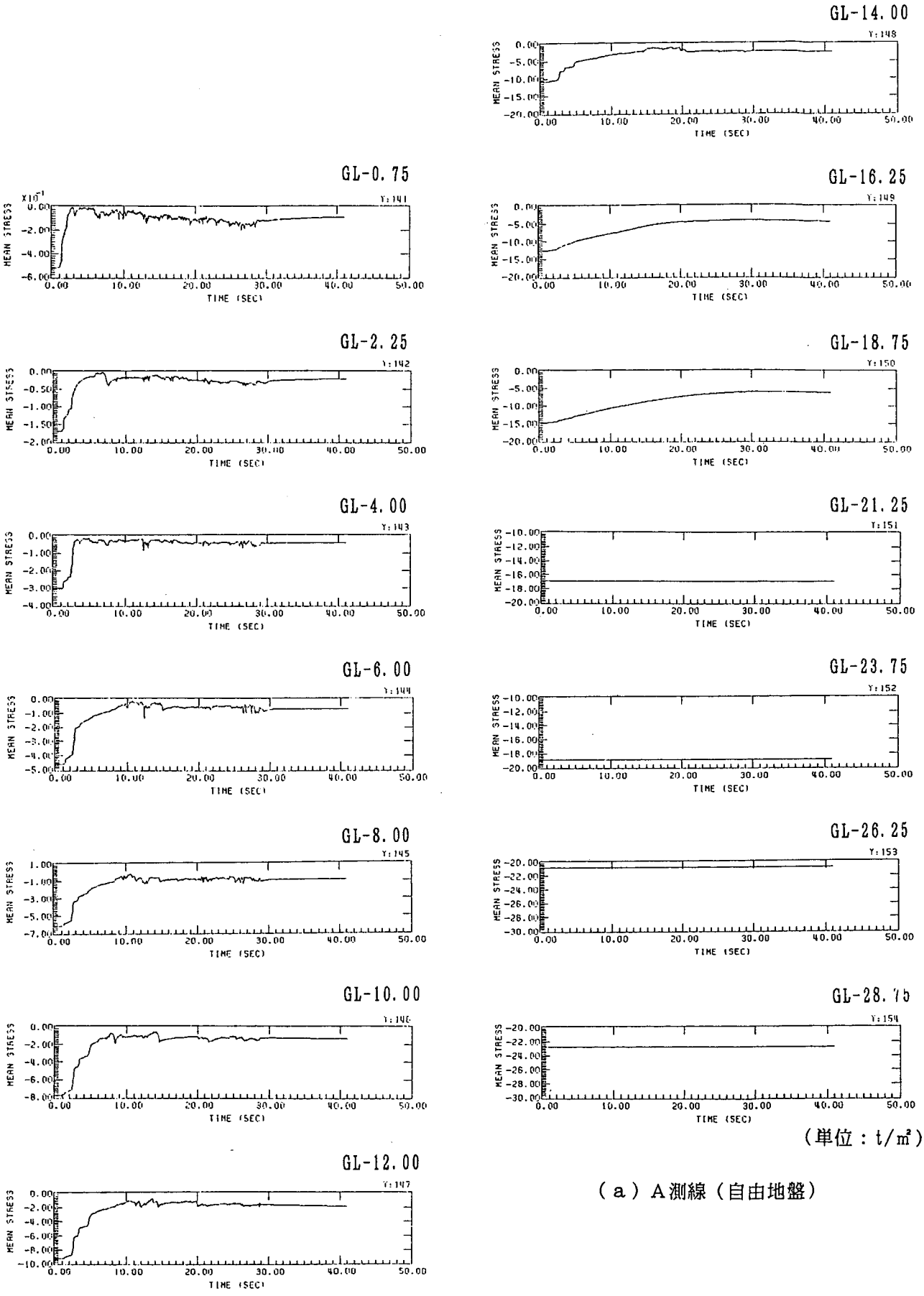


（c）過剰間隙水圧分布の経緯



（d）過剰間隙水圧コンター図（40秒後）　（単位：t/m²）

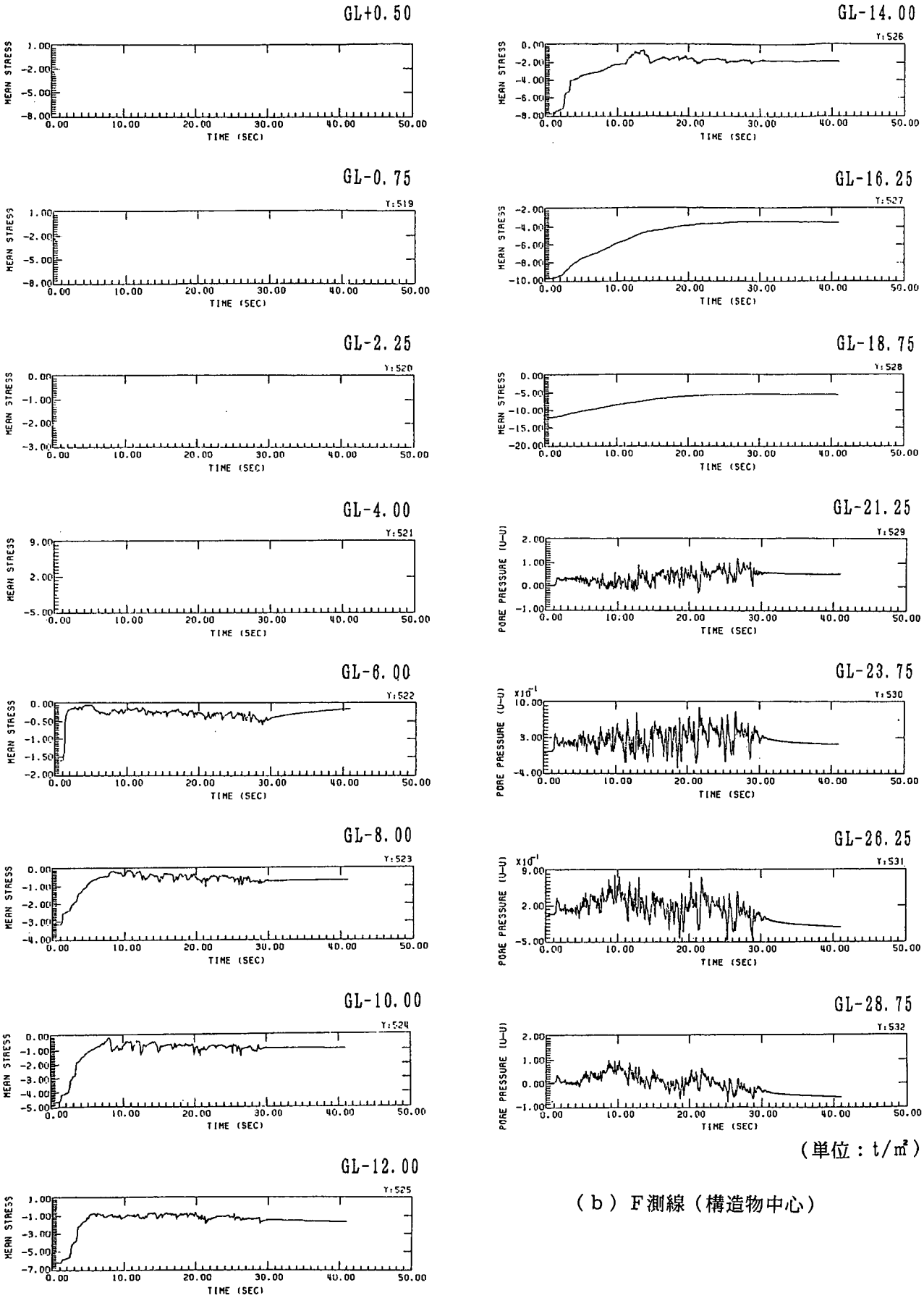
図－6.4.14　2次元応答解析結果：過剰間隙水圧（つづき）



（単位：t/m²）

（ａ）Ａ測線（自由地盤）

図－6.4.15　２次元応答解析結果：平均有効応力



（b）F測線（構造物中心）

図－6.4.15　2次元応答解析結果：平均有効応力（つづき）

6.4.5　まとめと今後の課題

下水処理場のような面状地中構造物の液状化時挙動の把握のため解析コードＭｕＤＩＡＮを用いて動的有効応力非線形応答解析を実施した。入力地震波はＬ－２人工地震波である。結果は以下のように言える。

非線形解析に用いる入力地震波の設定には、線形解析の場合にくらべよりキメの細かい配慮をする必要がある。とくに線形解析と非線形解析とに同一入力波を用いることが解析のねらいに含まれる場合には、非線形解析での入力の適切性を確認することが重要である。

地盤が液状化したときの面状地中構造物の挙動は、周辺地盤の構造物直下への回り込みにより構造物が浮き上がる結果となって得られた。浮き上がり量は８cm程度である。構造物が比重 1.8の泥水に浮かぶと仮定した場合の浮き上がり量と比較して、解析値は小さい。

液状化対策としては、周辺地盤の液状化を防止するか、液状化しても土砂が構造物の下に流入するのを防止すれば、構造物の浮き上がりの対策はできると判断される。

次年度は本年度と同一条件で、面状構造物の続きとして左右で荷重バランスのとれていない面状構造物および線状地中構造物としての掘割構造物の解析を実施し、結果の比較と共に地盤改良の設計に当たっての情報を提供する計画である。

（竹中工務店）

参考文献

1) 塩見忠彦：「新しい地盤の非線形動的応答解析プログラム DIANA」、コンピュートロール、No.8、p.131～145、1985

2) T.Siomi and O.C.Zienkiewicz：「Dynamic Bahaviour of Saturated Porous Media; The Genaralized Biot Formulation and Its Numerical Solution 」、Takenaka Technical Report、No.31、p.101～129、1984.6

6.5　各対策工法の効果比較のための数値解析－ＳＡＤＡＰによる一斉解析－

6.5.1　一斉解析の目的と検討内容

(1)　一斉解析の目的

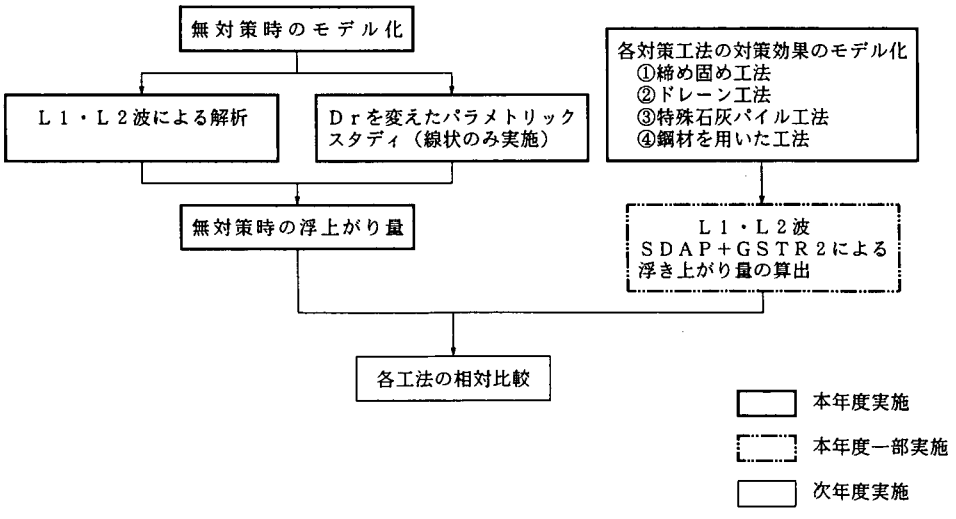
本共同研究では、整備工法（締固め、ドレーン）の他、いくつかの対策工法を取りあげている。これらの工法のうちで、例えば改良諸元の決定法等（構造物のない地盤のみでの地盤改良の設計）は独立に検討可能であり１グループにて実施中であるが、構造物に及ぼす対策効果を同一の基準のもとで比較することは現状では難しい。しかしながら、各工法間での改良効果（構造物の機能確保という意味からの改良効果）の相対比較を行うことは工法の特長を明らかにするうえからも重要と考えられる。構造物を考慮した設計は、例えば深層混合処理工法の設計などに一部見られるが、このような簡易設計法をすべての工法に対して適用することは非常に難しい。一方数値解析手法を用いれば、各工法の改良効果をある物性条件や境界条件に置き換えることで、同一地盤・同一構造物に対する改良効果を（浮き上がり量のような指標で）定量的に比較することが可能となる。これが一斉解析の目的である。

(2)　検討内容

①　締固め工法、ドレーン工法、特殊石灰パイル工法、鋼材を用いた工法の４種類を対象工法とし、各々に線状・面状構造物に対する解析を実施する（最終目的）。

②　本年度は、各工法グループとも解析プログラムの導入が主体となっており、解析結果については締固め＋線状、ドレーン＋面状の２例を示す。ただし、特殊石灰パイルと鋼材については、解析上、改良効果をどう考えるかについての考え方を示す。

③　なお、無対策時の解析も実施しているが、特に線状構造物では無対策時の浮上がり量に対する地盤条件の影響を把握するために、いくつかの地盤モデルに対して解析を実施している。これについては6.5.3の中で述べる。



図－6.5.1　検討のフロー

表－6.5.1　実施項目一覧表

	無対策	締め固め工法	ドレーン工法	特殊石灰パイル	鋼材を用いた工法
線状構造物	◎	◎	○	○	○
面状構造物	◎	○	◎	○	○

◎：本年度計算実施　　○：次年度計算実施

6.5.2　各工法の概要および対策効果のモデル化

締め固め工法とドレーン工法の内容については6.5.3および6.5.4で詳述するため、対策効果についてのみを記載する。

(1)　締め固め工法

地盤改良の効果は、動的応答解析では地盤のせん断剛性の値にまた、永久変形解析では、応力～ひずみ関係に反映される。

①　動的応答解析に用いるせん断剛性の算定

動的応答解析では設定した相対密度Ｄｒから、豊浦砂の物性を仮定し、下式にて間隙比ｅ・初期せん断弾性係数G_0を算定することで地盤改良の影響を考慮した。[6)]

$$e = e_{max} - (e_{max} - e_{min}) \frac{Dr}{100}$$

ただしｅmax，ｅminは、豊浦砂の物性ｅmax＝0.983，ｅmin＝0.609を使用

$$G_0 = 900 \cdot \frac{(2.17+e)^2}{1+e} p^{0.4}$$

G_0：初期せん断弾性係数（kgf/cm²）

ｅ：間隙比

ｐ：有効拘束圧（kgf/cm²）

ii）永久変形解析における応力～ひずみ関係の設定

永久変形解析における地盤の応力～ひずみ関係として以下の式により基準ひずみγ１を算出し、バイリニアーモデルによってサイクリックモビリティを設定する。

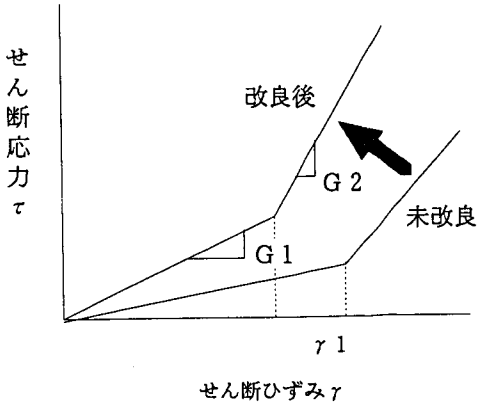
$$\gamma 1 = N^{0.721} \cdot Rd^{2.241} \cdot \exp(-3.299Ra + 0.708Rs - 0.083Dr + 8.472)$$

γ１：基準ひずみ（ＧＳＴＲ２における剛性の変曲点のひずみ（％））

Ｎ：繰り返し回数

Ｒｄ：動的せん断応力比

Ｒａ：静的軸差応力比



図－6.5.2　応力～ひずみの関係の地盤改良による変化

Ｒｓ：静的せん断応力比

Ｄｒ：相対密度（%）

したがって地盤改良の効果は相対密度Ｄｒを介して、基準ひずみγ１の値とせん断弾性係数G_1，G_2に反映される。（γ１の低下とG_1，G_2の増大）

(2) ドレーン工法

改良地盤の液状化強度は、改良地盤を複合地盤として、改良地盤の過剰間隙水圧比L_uを仮定し、改良地盤全体の値として算定する。

過剰間隙水圧の発生量（Δ_u）と液状化に対する抵抗率（液状化安全率F_L）の関係は、非排水繰返し三軸試験結果から例えば次式[1]のように近似的に求めることができる。

$$L_u \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases}$$

ここに、F_L：液状化安全率、Ｒ：動的せん断強度比、Ｌ：地震時せん断応力比

$$F_L = \frac{R}{L}$$

L_u：過剰間隙水圧比、Δ_u：過剰間隙水圧（kgf/㎠）

$$L_u = \frac{\Delta_u}{\sigma'_v}$$

σ'_v：有効上載圧（kgf/㎠）

ここで、地震波レベル１加振時の改良地盤の過剰間隙水圧比を 0.5とすると、事前の計算（『5.2.4 ドレーン工法対策時の解析』参照）により、地震時最大せん断応力比はレベル１加振時でＬ＝0.254 ≒ 0.260 と求まっており、

$$F_L = L_u^{(-1/7)} = 0.5^{(-1/7)} = 1.104 \qquad \therefore R = F_L \times L = 0.287$$

ゆえに、改良地盤の液状化強度は0.287 とする。

(3) 特殊石灰パイル工法

1) 対策効果の取扱い方法

5.2.5に示したように、特殊石灰パイルは液状化対策として以下の特徴を有する。

① ケーシングの圧入効果、パイルの膨張効果により地盤の密度を増加させる。

② パイルの膨張効果により地盤の土圧を増加させる。

③ パイル体の硬化により、複合地盤としてのせん断強度を増大する、もしくは地盤のせん断変形を抑制する。

これらの特徴を解析に反映させる方法として３つの方法を挙げた。

① 改良部の全要素をパイル間地盤とし、密度増加および土圧増加を考慮する。

② パイルの強度増加を考慮するため、改良部をパイル本体とパイル間地盤に分けてモデル化する。

③ 改良部をパイル本体とパイル間地盤の複合地盤として物性値を平均し、液状化強度曲線については新たに設定する。

5.2.5では①の方法を用いたが、改良後のN値の増加がすべての密度の増加によるものとして解析を行った。

2) 対策工の設計

4.3.6に述べた設計法に基づき、以下の手順で設計検討を行う。

① 改良前N値による液状化安全率を検討し、液状化安全率F_Lが1を下回った部分について対策を施す。

② 改良前N値と改良後N値の関係から置換率F_aを設定して、改良後N値による液状化安全率を計算し、いずれの深度においても液状化安全率が1を上回るようにFを定める。

③ 置換率F_aよりパイルピッチを決定する。

地震時浮上がりに対する安定計算が必要な場合には、改良後F_L値から求めた過剰間隙水圧による浮上がり安全率を検討し、条件を満たすような動的せん断強度比Rから置換率を決定する。

改良範囲については今後の検討問題であるが、パイルの強度を考慮した場合、パイルの強度が大きいほど変形量が小さくなることが考えられ、改良範囲に及ぼす影響は小さいものではないと考えられる。

3) 解析条件の設定

改良後N値と設定した土圧係数増分ΔKから土圧増加によるN値増加量ΔN2と密度増加によるN値増加量ΔN1を求め、改良部の相対密度を計算し、各物性値を算出する。土圧増加の取扱いについては、有効拘束圧$\sigma m'$の増加によるせん断弾性係数の増加、軸差応力の発生による液状化強度の向上などが考えられるが、現時点では今後の検討課題となっている。

また複合地盤とした場合の物性値、液状化強度曲線の設定についても今後の検討課題としたい。

(4) 鋼材を用いた地盤改良工法

1) 解析モデル（図－6.5.3参照）

1．解析対象地盤

無対策時の解析結果を参考にして上層の液状化層を相対密度Dr＝40～60%程度の砂層、下層を粘土層とする2層構造の地盤とする。

2．鋼材のモデルへの組み込み

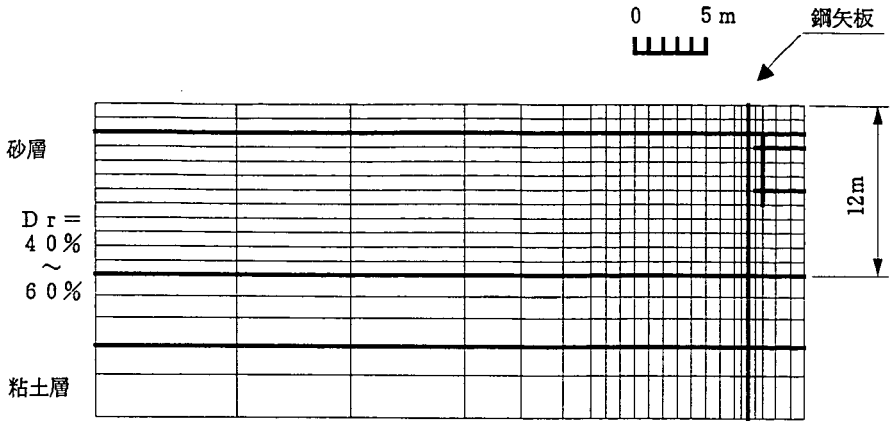
共同溝から1mの位置に鋼矢板を表現するはり要素を組み込む。鋼矢板は下端固定条件とする。なお、共同溝の位置、大きさ、および地下水位などは無対策時の解析モデルと同様である。

3．矢板と地盤の境界の取扱い

共同溝と地盤の境界にはジョイント要素を組み込むが、当面鋼矢板と地盤の境界にはジョイント要素を考えずに計算を実施する。また、鋼矢板にジョイント要素を組み込む必要が生じた場合には、砂層のみに考慮することとする。

2) 解析上の留意点および課題

鋼材を用いた対策工法の解析上の留意点は大きく分けて2点、すなわち①鋼材のモデルへの組み込み、および、②排水機能付き矢板を用いる場合の排水効果の取扱い、である。以下、それらの留意点とSADAPによる解析フローとの対比を示すとともに説明を加える。



図－6.5.3　解析モデルのメッシュ図

（ＳＡＤＡＰ解析フロー）　　（鋼材を用いた対策工法の留意点）

1．モデルの作成（要素分割）　←――――　①鋼材の組み込み（ａ．要素分割への影響）

2．固有値解析

3．地震時の静的応力解析及び動的応力解析　←　①鋼材の組み込み（ｂ．静的応力時の鋼材の取扱い）
（ｃ．鋼材のジョイント要素）

4．地震中の静的応力解析

5．ν１の算出（各要素の剛性計算）　←――――　②排水効果の取扱い（ａ．改良領域の設定）
（ｂ．改良効果の定量化）

6．静的変形解析

①　鋼材のモデルへの組み込み

ａ．要素分割への影響

共同溝近傍（１ｍ位置）に鋼矢板が位置するために、その周辺の要素分割を無対策時の解析に比べて細かく設定する必要がある。また、共同溝周面のジョイント要素にダミー要素を用いることからも共同溝－矢板間は細かな要素分割が必要と考えられる。

ｂ．静的応力解析における鋼材の取扱い

静的応力解析においてはり要素を設置する荷重ステップとそれがモデル地盤の初期応力状態に与える影響の評価。また、その初期応力状態が変形解析結果に与える影響の評価。

ｃ．鋼矢板の周面にジョイント要素を考える場合の留意点

・ジョイント要素の垂直およびせん断剛性の設定。鋼矢板周面のジョイント剛性は独自の設定が必要であり、その設定値が解析結果に与える影響を評価しなければならない。

・鋼矢板の下端支持条件は粘土層の層厚にも影響されるが、本解析においては下端固定として計算を行う。そのため、ジョイント要素は砂層のみに考慮することにする。

②　排水機能付き鋼材を用いる場合の排水効果の取扱い

a．改良領域の設定

排水機能付き鋼材を用いる場合には、砕石ドレーン等のような面的な改良と異なり、排水効果の及ぶ領域に対する部分的な改良となる。したがって、その改良領域を適切に設定する必要がある。

b．排水効果の定量化

排水機能付き鋼材による間隙水圧の消散効果は、地盤の条件や地震の条件によって異なる。したがって、これを適切な方法で評価し、かつ適切な段階で解析に反映させなければならない。

3) 本解析における排水効果の考え方

上述のように排水機能付き鋼材を用いる場合には、その影響領域（改良領域）とその領域内の改良効果を設定しなければならない。そこで、以下の考え方を用いてそれらを評価する手法を検討中である。

1．過剰間隙水圧の評価

排水機能のない通常の鋼材を適用した場合についてＳＡＤＡＰによる過剰間隙水圧発生消散解析を実施する。これによって、排水がない状態での地盤の水圧状態を求めることができる。

2．排水効果の評価

排水機能がある場合の影響範囲および間隙水圧の低減効果を予想するためにTheis の方法（被圧帯水層に対する井戸理論）を適用する[1]。すなわち、非排水状態時の水圧状態を基に排水効果がある場合の水圧低減効果を予測する。

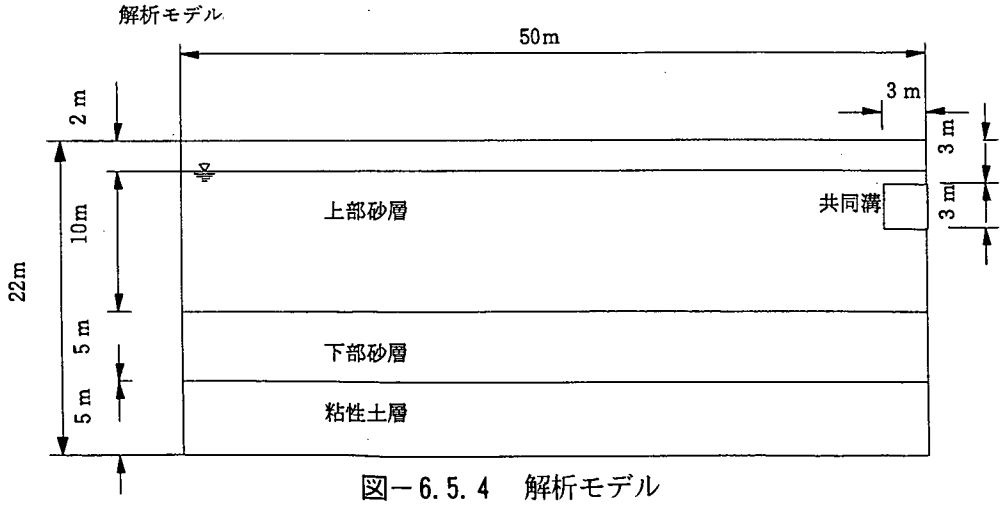
3．排水効果の解析への反映

ＳＡＤＡＰによる一連の解析フローにおいて、適切な段階で上記２の計算結果を反映させる。その一つの方法論として、ＧＳＴＲ２による変形解析時の各要素剛性の計算段階で、排水領域内の水圧低減効果を地盤の液状化強度に反映させることが考えられる。

6.5.3　線状地中構造物を対象とした解析

(1) 解析モデルおよび解析条件

線状地中構造物を対象とした解析では、表－6.5.2の無対策モデル３種類および図－6.5.5の対策モデ



図－6.5.4　解析モデル

注）相対密度Ｄｒを変化させたケースについては上部砂層の水位以上の部分は一律60％の相対密度を想定した。

ル１種類（改良部Ｄｒ＝70%、幅12m改良モデル）の計４種類の解析ケースを実施した。地盤改良のモデルを図－6.5.3に示す。なお解析モデルの詳細については、6.3を参照されたい。

入力地震波は、Ｌ１，Ｌ２の２種類とする。

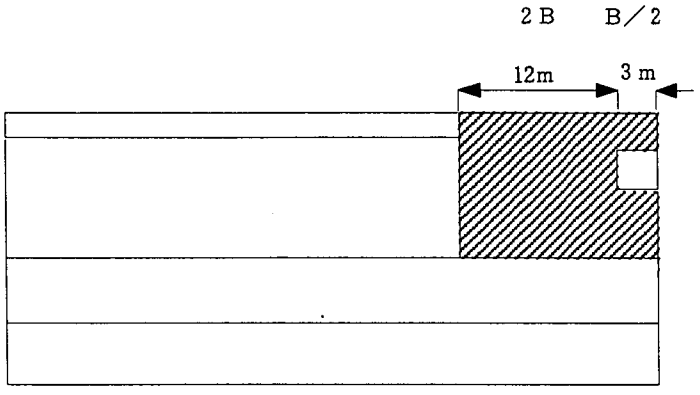
①　無対策時の解析ケース

表－6.5.2　無対策の解析ケース（Ｌ１・Ｌ２波）

土　層　区　分	相対密度	相対密度	相対密度
上部砂層（水位以上）	６０％	６０％	６０％
上部砂層（水位以下）	８０％	６０％	６０％
下部砂層	８０％	８０％	６０％

②　地盤改良モデル（Ｌ１，Ｌ２波）

改良部以外はオリジナルの地盤を使用。



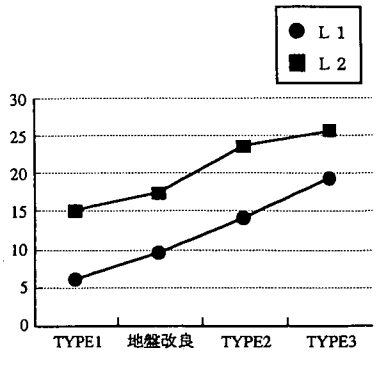
図－6.5.5　対策時の解析モデル（斜線部Ｄｒ＝70%改良）

(2)　解析結果

４種類の地盤モデルについて浮上がり量を、表－6.5.3および図－6.5.6に示す。また解析結果の一例としてＬ１波による変位図を図－6.5.9～12に示す。

表－6.5.3　無対策時の浮上がり量

	TYPE１	地盤改良	TYPE2(ｵﾘｼﾞﾅﾙ)	TYPE３
上部砂層（水位以上）	Ｄｒ＝６０％	Ｄｒ＝７０％	Ｄｒ＝６０％	Ｄｒ＝６０％
上部砂層（水位下）	Ｄｒ＝８０％	Ｄｒ＝７０％	Ｄｒ＝６０％	Ｄｒ＝６０％
下部砂層（水位以下）	Ｄｒ＝８０％	――	Ｄｒ＝８０％	Ｄｒ＝６０％
地震波　Ｌ１	6.4 cm	9.7 cm	１４.４cm	１９.６cm
地震波　Ｌ２	１５.２cm	１７.４cm	２３.７cm	２５.７cm

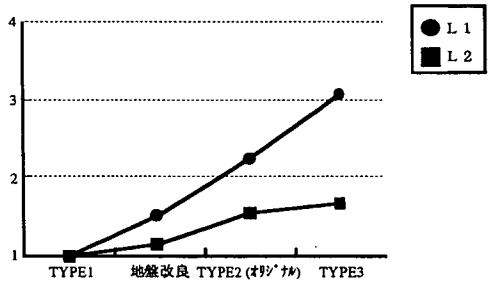


図－6.5.6　解析ケースと浮き上がり量の関係

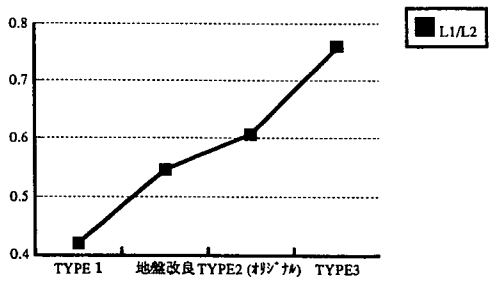
一連の解析から得られた知見を以下に列挙する。

① 無対策時の構造物の浮き上がり量は地盤条件によって大きく異なり、相対密度の小さな緩い地盤ほど浮き上がり量は大となる。例えばTYPE 1 地盤改良、TYPE 2 の 3 者（下部砂層は一律80％で上部砂層のみ相対密度が各々異なる）を比較すると、構造物が位置する上部砂層の相対密度の違いが浮き上がり量を大きく変化させており、地中構造物周辺や直下の地盤強度が浮き上がり量に強く関与することがうかがわれる。またTYPE 2 とTYPE 3 を比較すると、TYPE 3 では相対密度60％の緩い砂層の層厚が相対的に大であり、これに伴って浮き上がり量も大となっている。このように、無対策時の浮き上がり量は構造物周辺の液状化層の地盤強度と層厚によって変化することがわかる。換言すれば、無対策の地盤であっても対象地盤の相対密度と層厚の組み合わせによって浮き上がり量がかなり小さくなるケースも有り得、その影響把握は今後の検討課題といえる。

② Ｌ１，Ｌ２の地震波の影響を検討するために図－6.5.7、図－6.5.8を作成した。図－6.5.7は、最も密な地盤モデルであるTYPE 1（相対密度80％）での浮き上がり量を１とし、これに対する他ケースでの浮き上がり量の比率を示したものである。①で述べたように、地盤の相対密度が小さくなるほど浮き上がり量は大となり、Ｌ１では相対密度60％の地盤では80％の地盤の約３倍、Ｌ２では1.5倍程度となることがわかる。また、Ｌ１地震波では浮き上がり比率が直線的に伸びていくのに対して、Ｌ２地震波ではその比率は相対的に小さい。表－6.5.3からも判るように、Ｌ２地震では相対密度80％の地盤でも浮き上がり量はかなり大きく、そのため、その他のケースでの比率が相対的に小さくなったものといえる。例えばＬ２では、相対密度80％の地盤（TYPE 1）でさえ15㎝の浮き上がりが生じており、Ｌ２に対応するための地盤改良に対してはかなりの高密実化が必要となることが予想される。図－6.5.8は、各ケースでのＬ１，Ｌ２地震波での浮き上がり量の比率を示すが、密な地盤でのＬ２の浮き上がり量が比較的大きいために、この比率は地盤が緩いほど大となる。

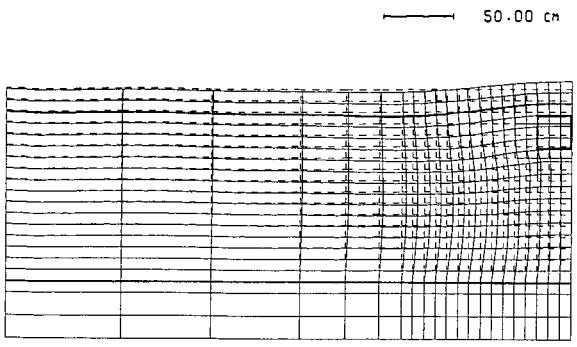


図－6.5.7　ＴＹＰＥ１の浮き上がり量に対する他の比率

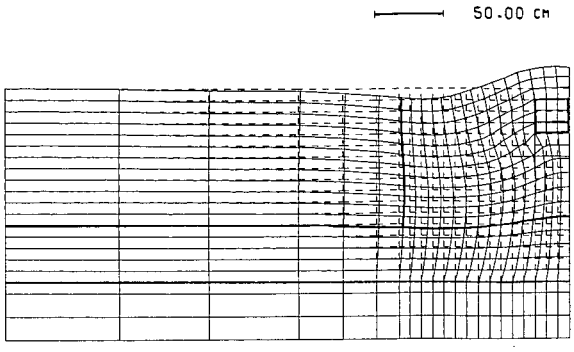


図－6.5.8　Ｌ１とＬ２の浮き上がり量の比

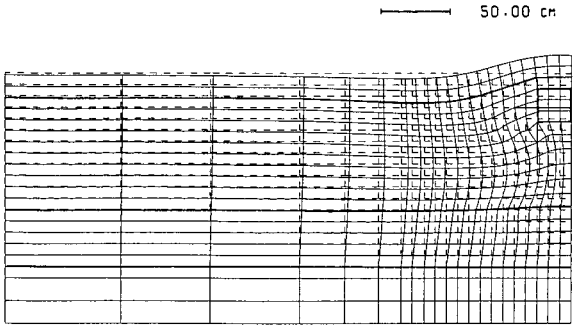
③ 今回は地盤の深さ（液状化層の層厚）を一律としたが、これが浮上がり量に大きく影響するものと思われる。地盤条件の見直し、あるいはこれに対するパラスタにおいては液状化層厚のパラメーターを加味する必要がある（来年度の課題）。



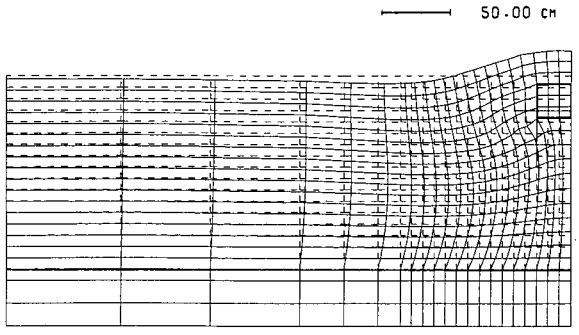
図－6.5.9　ＴＹＰＥ１（Ｌ１）



図－6.5.10　地盤改良（Ｌ１）



図－6.5.11　ＴＹＰＥ２（Ｌ１）



図－6.5.12　ＴＹＰＥ３（Ｌ１）

6.5.4　面状地中構造物を対象とした解析

(1)　無対策時の解析

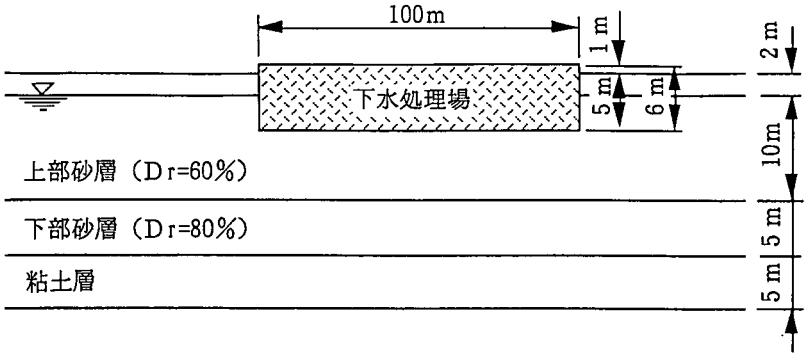
1)　解析ケース

解析はレベル１（Ｌ１）加振時、レベル２（Ｌ２）加振時の２ケース行う。

2)　解析モデル

対象とする構造物は幅 100m、奥行き 170mの下水処理場とする。対象範囲は構造物の中心位置より水平方向に 150m、地表面ＧＬ±０mからＧＬ－22.0mまでとする。

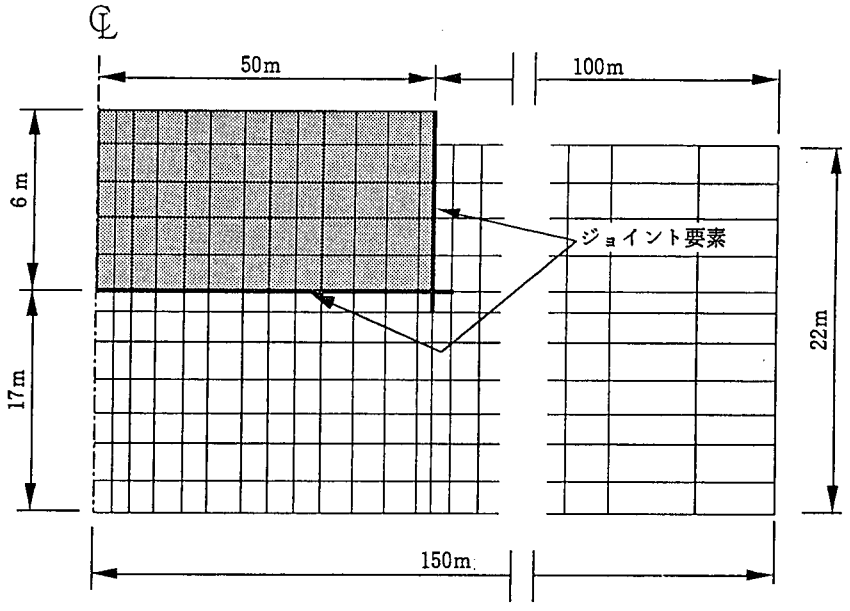
図－6.5.13に解析モデルの概要を、図－6.5.14に解析メッシュ概要図をそれぞれ示す。要素数 415、節点数 460とし、構造物とそれに接する地盤との境界部分にはジョイント要素を挟んだ。



図－6.5.13　解析モデル概要

3) 下水処理場およびジョイント要素の物性値

表－6.5.4および表－6.5.5にそれぞれ下水処理場構造物の要素、ジョイント要素の物性値を示す。ジョイント要素は、静的解析において構造物と地盤との間のすべり破壊を考慮できるように採用した。したがって、接線剛性係数と垂直剛性係数は動的解析時にはすべり破壊が起きないように極めて大きい値を用いた。（地盤要素の物性値は、6.5.3　線状地中構造物　を参照）



図－6.5.14　解析メッシュ概要図

表－6.5.4　下水処理場の物性値

せん断弾性係数（初期値） G_i (tf/m²)		53600.0（＊コンクリート）
単位体積重量	γ_t (tf/m³)	0.82
粘着力	C (tf/m²)	450.0（＊コンクリート）
内部摩擦角	ϕ (度)	0.0
静止土圧係数	K_0	0.0
静的解析時ポアソン比	ν_{si}	0.167（＊コンクリート）
動的解析時ポアソン比	ν_d	0.167（＊コンクリート）
初期せん断弾性係数 G_o	解析モデル定数 α_1	53600.0
	解析モデル定数 n_1	0.0
体積変形係数K	解析モデル定数 α_2	0.0
	解析モデル定数 n_2	0.0
H－Dモデル	α	0.0

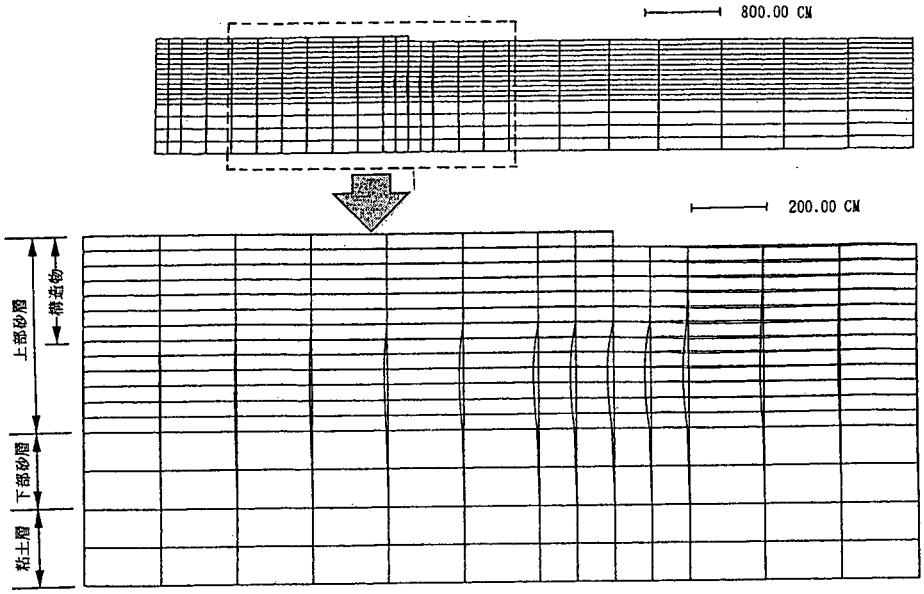
表－6.5.5　ジョイント要素の物性値

材料定数 ＼ ジョイントの位置	構造物と地盤の間
接線剛性係数 k_s (tf／m³)	960
垂直剛性係数 k_n (tf／m³)	1.0×10⁶
粘着力 C (tf／m²)	0.0
内部摩擦角 ϕ (度)	45.0
残留接線剛性係数 k_{sr} (tf／m³)	0.0
引張強度 σ_{tf} (tf／m²)	10.0
動的時の接線剛性係数 k_{sd} (tf／m³)	1.0×10⁶
動的時の垂直剛性係数 k_{nd} (tf／m³)	1.0×10⁶

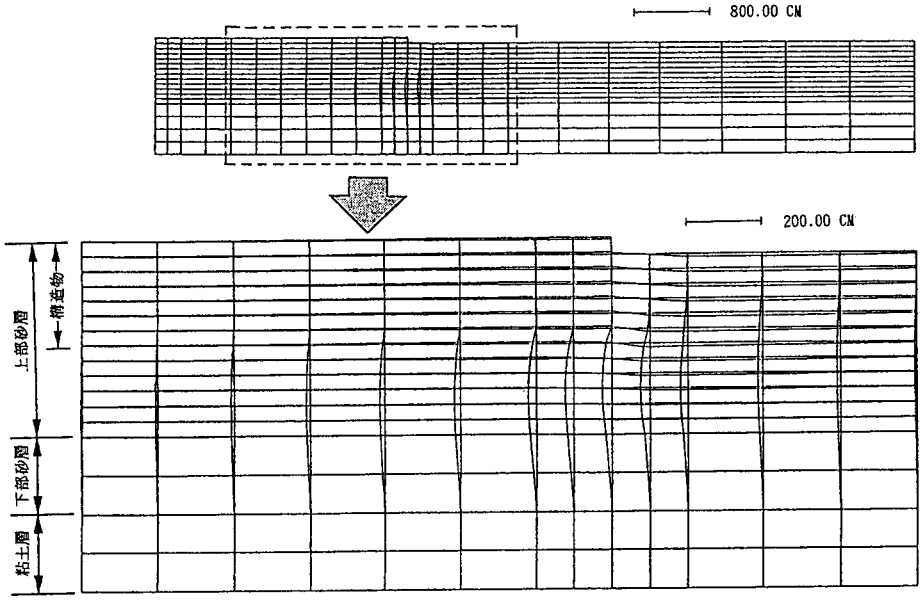
4) 無対策時の解析結果

① 変形図

図－6.5.15にレベル1，レベル2加振時の変形図を示す。レベル1，レベル2ともに鉛直変位に比べて、構造物直下から端部下付近での地盤の水平変位が相対的に大きい傾向を示している。図では上



（a）レベル１加振時



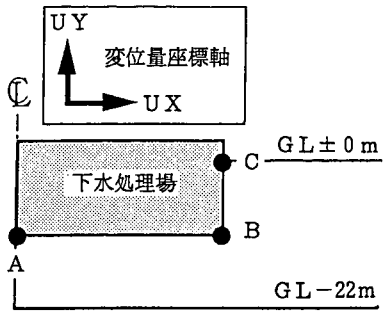
（b）レベル２加振時

図－6.5.15　面状構造物変形図（無対策）

側が全体の変形図を表し、下側が全体の変形図で破線で囲まれた範囲を拡大した図を表している。

②　変位量の比較

図－6.5.16に変位量比較を行うための解析モデルでの代表的な位置を示す。ハッチング部は下水処理場である。A点は構造物中央直下、B点は構造物端部およびC点は構造物側面部を表す。表－6.5.6にはA～C点での変位量を示す。構造物は、中央部に比べて端部の浮上がり量（鉛直変位）が大きい、下側に凸の形状を示していることが分る。



図－6.5.16　変位量比較の位置

表－6.5.6　変位量比較結果（無対策）

変位量 / 節点	水平変位 UX (cm)		鉛直変位 UY (cm)	
	L1	L2	L1	L2
A	0.0	0.0	0.9	1.8
B	0.0	0.2	3.2	6.0
C	-0.2	-0.3	3.2	6.0

(2)　各対策時の解析例

1)　ドレーン工法対策時の解析

面状地中構造物については、ドレーン工法対策時の解析についてのみ行う。

2)　対策効果の取扱い方法

ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２の解析は以下の条件で行う。

①　静的・動的解析では、地盤改良部を複合地盤でモデル化する。

②　変形解析用の物性値は、液状化強度を複合地盤に対して設定する。

また、ここでは圧密沈下についての考慮はしていない。

以下では、ドレーン工法対策工の諸元を設定し、複合地盤の変形解析用の物性値を設定する。

3)　対策工の諸元

対策工の諸元については、『5.2.4　ドレーン工法対策時の解析』と同様とする。

①　ドレーン材

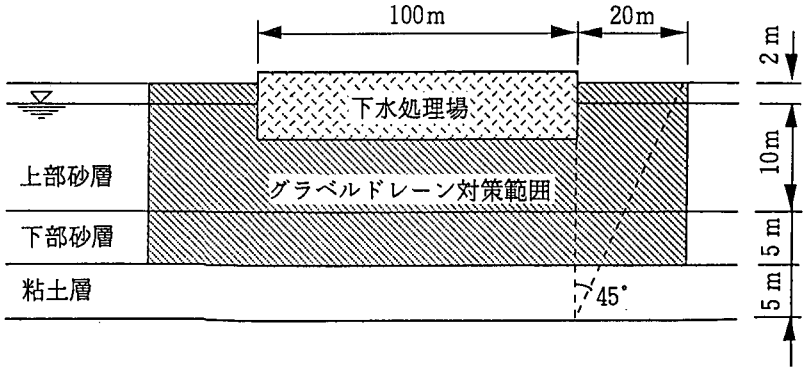
ドレーン材は、グラベルとする。

②　改良深度

上部および下部砂層部を改良対象とする。配置は下水処理場の下部およびその側方部とする。

③　改良範囲

構造物端部直下から45°の範囲とした。図－6.5.17に改良範囲を示す。



図－6.5.17　グラベルドレーンの改良範囲

④　ドレーンの杭径と打設ピッチ

杭径は、標準的な40cmとする。打設ピッチは最大過剰間隙水圧比が 0.5となるように算定する。

4)　改良地盤の液状化強度

改良地盤の液状化強度は、改良地盤を複合地盤として、改良地盤の過剰間隙水圧比L_uを仮定し、改良地盤全体の値として算定する。詳細については、6.5.2(2)ドレーン工法を参照のこと。

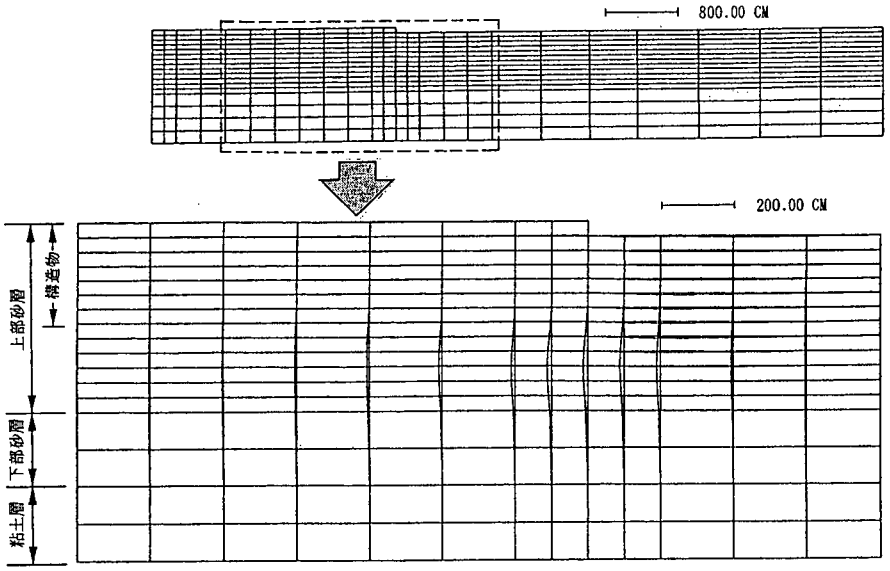
5)　解析条件

静的応力解析では、無対策時と同様の解析モデルおよび解析条件である。動的応力解析も、間隙水圧の消散を考慮しない全応力法に基づくため、無対策時と同様な解析モデルおよび解析条件となる。

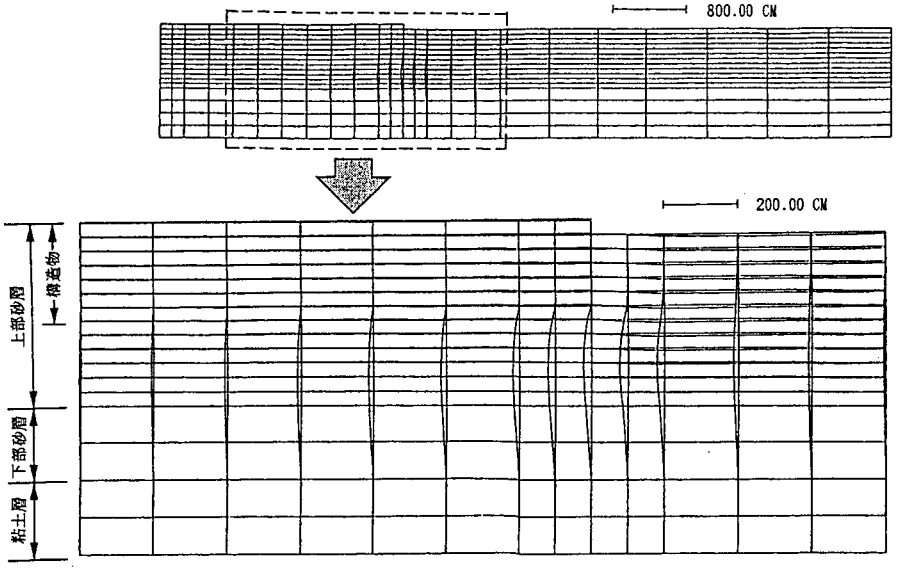
6)　解析結果

①　変形図

図－6.5.18にレベル１，レベル２加振時の変形図を示す。無対策時に比べ、相対的に変形が抑えら



（a）レベル１加振時



（b）レベル２加振時

図－6.5.18　面状構造物変形図（ドレーン処理）

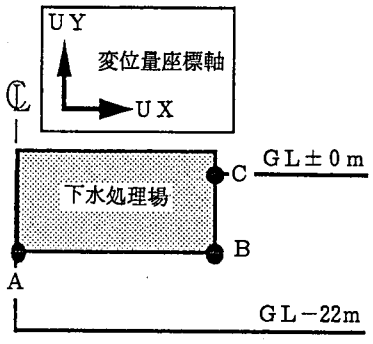
れていることが分る。特にレベル１においては、無対策のときに比べて変形が抑えられており、ドレーン対策の効果が現れている。

② 変位量の比較

『４）無対策時の解析結果』と同様に、A～C点での鉛直変位量に着目する。変位量比較結果を表－6.5.7に示す。なお、表には無対策での鉛直変位量を併せて載せている。無対策時に比べて対策工の場合、変位量が若干小さくなっているか、または、同程度であることが分る。このことは、ドレーン対策による変形抑制の効果の現れであるといえる。

表－6.5.7 変位量比較結果

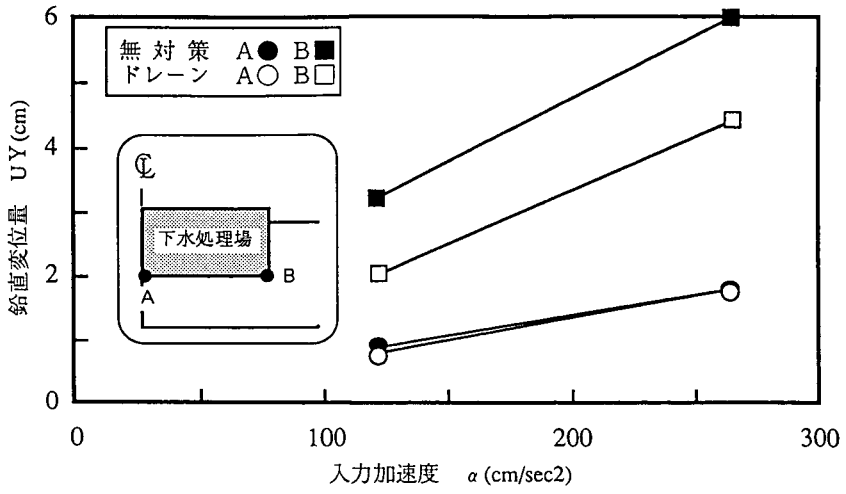
変位量／節点	鉛直変位 UY (cm)			
	無対策地盤		ドレーン処理地盤	
	L1	L2	L1	L2
A	0.9	1.8	0.8	1.8
B	3.2	6.0	2.0	4.4
C	3.2	6.0	2.0	4.4



③ 変位量と加振加速度

鉛直変位量と加振加速度との関係で整理すると、図－6.5.19となる。

加振加速度の増加に伴い、鉛直変位も増加する。構造物端部のB点ではドレーン対策により変形が抑制されていることが分る。中央部A点では、無対策時の変形自体が小さいためにドレーンの効果が現れにくいといえる。



図－6.5.19 鉛直変位量～加振加速度の関係

(3) まとめ

面状地中構造物を対象とした解析を行って、得られた知見をまとめると、

① 面状地中構造物の周辺地盤の変形性状は、周辺地盤が構造物の下側へまわり込み、構造物を押し上げるものである。

② 構造物直下の地盤では、全体的に水平変位量が鉛直変位量よりも卓越している。

③ 面状地中構造物の変形は、中央部に比べて端部の浮上がり量が大きい、下側に凸の性状を示す。

6.5.5 まとめと今後の課題

(1) まとめ

① 4つの工法による改良効果を構造物の浮上がり量という共通の指標に基づき比較することを目的として数値解析を一部実施、もしくは解析上の考え方を示した。今回はプログラム導入が主体であり、2つの解析例の提示にとどめた。

② 2つの解析結果によると、地盤改良により浮上がり量が低減するとの感触が得られた。また、地盤条件（地盤の相対密度、液状化強度、液状化層厚など）や地盤改良範囲・締め固め度の設定など、今後の検討課題が明らかにされた。

(2) 今後の課題

一斉解析で述べたように、各工法の改良効果を浮上がり量の抑制という観点から一律に比較できるような解析を実施していかなければならない。そのために、残された課題を以下に示す。

① 初期の地盤モデルの設定。現在設定のモデルでは無対策時の変形量が小さく、改良効果を定性的に比較できるものの定量的な検討が難しい（ただし、モデルの見直しに際しては盛土構造物を対象とした解析との整合をとることが必要）

② 各工法の効果をいかにして公平に比較するか。改良範囲や改良度（ピッチなど）を一律に決めることは難しく、これをパラメトリックに変化させた解析結果どうしを比較する、あるいは平均的な改良仕様同士を比較するといった点を検討する必要がある。

（前田建設工業、五洋建設、戸田建設、住友金属工業）

参考文献

1) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986

2) (財)地震予知総合研究振興会：排水機能付き鋼材を用いた液状化対策としての設計ガイドライン、H4年3月

6.6　まとめおよび今後の研究課題

第3、4グループは、対象とする構造物が線状、面状地中構造物と規模や構造特性が異なるものの、基本的には地中に埋設された比較的軽い構造物であり、周辺地盤の液状化に伴う被害も浮上がりといった現象が支配的要因であることから、合同で研究を進めてきた。

昨4年度では、研究着手にあたっての共通的な課題や問題点を整理することを目的に、現行の耐震設計法、被災事例、設計・施工事例等の資料調査を実施した。これらの調査結果を整理して対象構造物の実態を明らかとし、研究の方向性や研究項目を抽出した。また、地中構造物の液状化対策での共通課題である改良範囲の問題や線状地中構造物特有の縦断方向の耐震設計法に関しても研究項目を具体的に設定した。

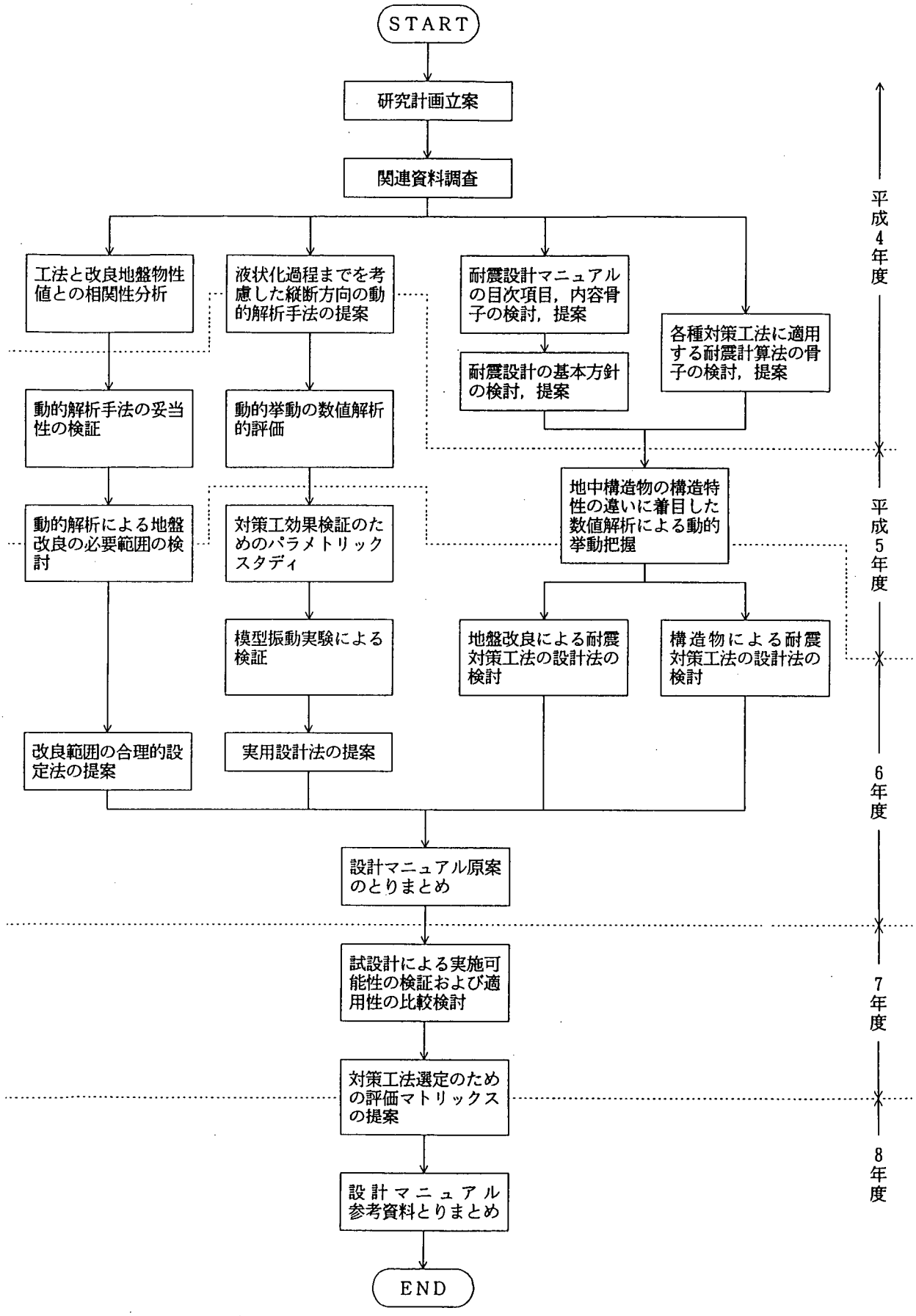
これらの成果を受け、今年度は地中構造物の液状化対策工の設計法の具体化を図る目的から、表－6.6.1に示す研究項目について研究を行い、以下に列記する成果を得た。

① 二段階設計法に対応した地震入力については、各構造物で共通に取扱うことを前提に耐震設計上の基盤面での入力地震動条件を設定した。また、液状化判定法では、特に大規模地震を想定した場合には累積損傷度理論の適用性が高いことを示した。なお、これらの成果は3章に示した。

② 地中構造物の構造特性に着目した数値解析では、解析モデル・解析手法の適用可能性を確認し、面状地中構造物での動的挙動を概略把握した。今後、線状地中構造物の挙動把握を行うことにより両構造物に対する効果的な対策方法や、それらの設計法を開発する上で本解析結果が有力な情報となることがわかった。

表－6.6.1　平成5年度の研究内容

研　究　項　目	研　　究　　内　　容
(1) 地中構造物に適用する耐震対策工法の耐震設計法基本方針，体系に関する研究 （線状，面状共通）	2段階設計地震入力を規定することを前提に下記の項目を対象に研究を行った。 ① 入力地震動の作成 ② 液状化判定法の検討 ③ 線状，面状の構造特性の違いに着目した数値解析による動的挙動把握
(2) 液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究	① 液状化過程までを考慮した縦断方向の地盤変形と構造物の応力算出のための動的解析手法の提案 ② 被害の分類，パターン化と被害を生じる典型的地盤のモデル化および液状化地盤中の線状構造物の動的挙動の数値解析的評価
(3) 地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究 （線状，面状共通）	① 既往実験成果の検証による解析法の妥当性の検討 ② 実地盤，実構造物を対象としたパラメータスタディ



図－6.6.1　研究項目および実施手順

③ 線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関しては、模型実験から液状化時の挙動を明らかとし、その挙動を再現するための計算モデル・方法の骨子をとりまとめた。また、今後の課題として、一般性のある耐震計算法とするため、具体的な手法・条件の設定のための検討方法も示した。

④ 地盤改良の必要範囲に関しては、線状、面状地中構造物でそれぞれ整備工法である締固め工法とドレーン工法を対象に具体的に検討した。今年度は、その評価手法や改良地盤の物性評価に重点を置き、改良範囲の合理的設定方法の検討の方向性を定めることができた。

以上のように、今年度は各研究課題について、その方向性や可能性を見出したに留まっており、マニュアルへの具体的な反映は、今後の研究に負うところが大きい。図－6.6.1には本グループでの研究の進捗と今後の予定を示すが、平成6年度中には、マニュアルの原案を作成することを目標としており、今年度実施した研究項目をより進めることとするが、この場合、各対策工法に関する研究（1G）の進捗を踏まえ、検討対象の対策工法については優先順位や検討の精度・程度を具体的に定め、効率よく進めることとしたい。

（日本技術開発）

7章　広域的耐震地盤対策の開発に関する研究成果

第７章　広域的耐震地盤対策の開発に関する研究成果

7.1　今年度の目的と検討範囲

本研究では、広域として既存の主要道路を対象とし、広域的液状化対策工法として地下水低下工法を対象とする。

地下水位低下工法としては、

・補助工法（止水壁）併用の場合

・単独使用の場合

に分けて検討する。

本年度は、

・広域的液状化対策工法に関する調査

・広域的液状化対策工法の可能性の検討

を行う。

広域的液状化対策工法に関する調査としては以下のような調査、検討を行う。

・液状化予測手法の調査

・地下水位低下による広域的液状化対策効果検討手法の提案

・地下水位低下工法の設計法の調査

・周辺環境への影響検討手法の調査

・補助工法の調査

・広域的地盤調査法の調査

さらに、モデル地区内の主要道路を対象に、広域的液状化対策としての地下水位低下工法の適用可能性を明らかにする。すなわち、以下の検討を行う。

・モデル地区の選定

・設計条件の設定

・土地利用状況の調査

・改良目標値設定

・対策工の諸元の設定

・周辺環境への影響検討

・総合評価

7.2　広域的液状化対策工法に関する調査

7.2.1　地下水位低下による液状化対策効果検討手法の調査

液状化対策の効果は、対策の前後の液状化予測を行い、対策前後で液状化抵抗がどのように変化するかで判断することができる。

本章では、まず(1)節で以下の3つの液状化予測法について調査する。

① 道路橋示方書の方法[1)]
② 建築基礎構造設計指針の方法[2)]
③ 東京低地の液状化予測の方法[3)]

①、②は、土木・建築の分野で最も広く用いられている方法である。③は、「広域」というキーワードから選定した。

①、②は、あるボーリングの深さ方向への液状化に対する安全率のみが算出される。面的に液状化危険度を判定しようとする場合、複数のボーリングの処理が必要となり、③で用いられている方法が参考となる。

(2)節では、地下水位低下による広域的液状化対策の効果を検討する手法を提案する。

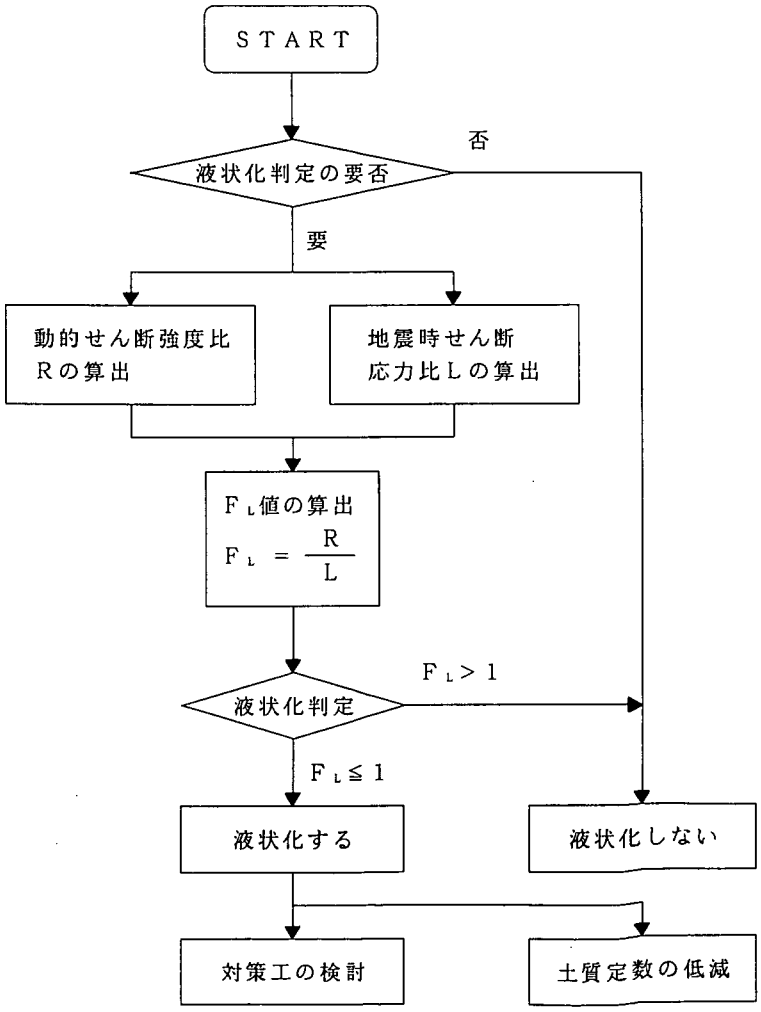
(1) 液状化予測手法の調査

a.　「道路橋示方書」の方法

道路橋示方書の方法は、岩崎・龍岡らの方法[4),5)]が基本となっている。この方法は、室内液状化試験と地震応答解析結果をまとめて得られたものである。地盤のある深さにおける動的せん断強度比Rと地震時せん断応力比Lとの比から液状化に対する安全率を算出する方法である。図－7.2.1にフロー図を示す。

（i）　液状化判定の要否

以下のすべての条件に適合する土層は地震時に液状化の可能性があるため、液状化判定をする必要がある。



図－7.2.1　フロー図

・地下水位面が現地盤面から10m以内にある。
・沖積層である。
・現地盤面から20m以内の範囲
・平均粒径D_{50}が0.02mm以上2.0mm以下
・飽和砂質土層

（ii） 動的せん断強度比Rの算定

$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leqq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50} \leqq 2.0\text{mm}) \end{cases}$$

$$R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leqq FC \leqq 40\%) \\ 0.004FC - 0.16 & (40\% < FC \leqq 100\%) \end{cases}$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

ここに、

R ：動的せん断強度比

R_1 ：N値と有効上載圧σ'_vの関数で表される動的せん断強度比Rの第1項

R_2 ：平均粒径D_{50}の関数で表される動的せん断強度比Rの第2項

R_3 ：細粒分含有率FCの関数で表される動的せん断強度比Rの第3項

σ'_v ：有効上載圧(kgf/cm²)

N ：標準貫入試験から得られるN値

D_{50} ：土の平均粒径(mm)

FC ：細粒分含有率(%)(粒径74μm以下の土の質量百分率)

（iii） 地震時せん断応力比L

$$L = \gamma_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x$$

$$k_s = C_Z \cdot C_G \cdot C_I \cdot k_{s0}$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

ここに、

γ_d ：地盤時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s ：液状化の判定に用いる地表面での設計水平震度
（小数点以下2桁に丸める）

σ_v ：全上載圧(kgf/cm²)

σ'_v ：有効上載圧(kgf/cm²)

x ：地表面からの深さ(mm)

C_Z ：地域別補正係数

C_G ：地盤別補正係数

C_I ：重要度別補正係数

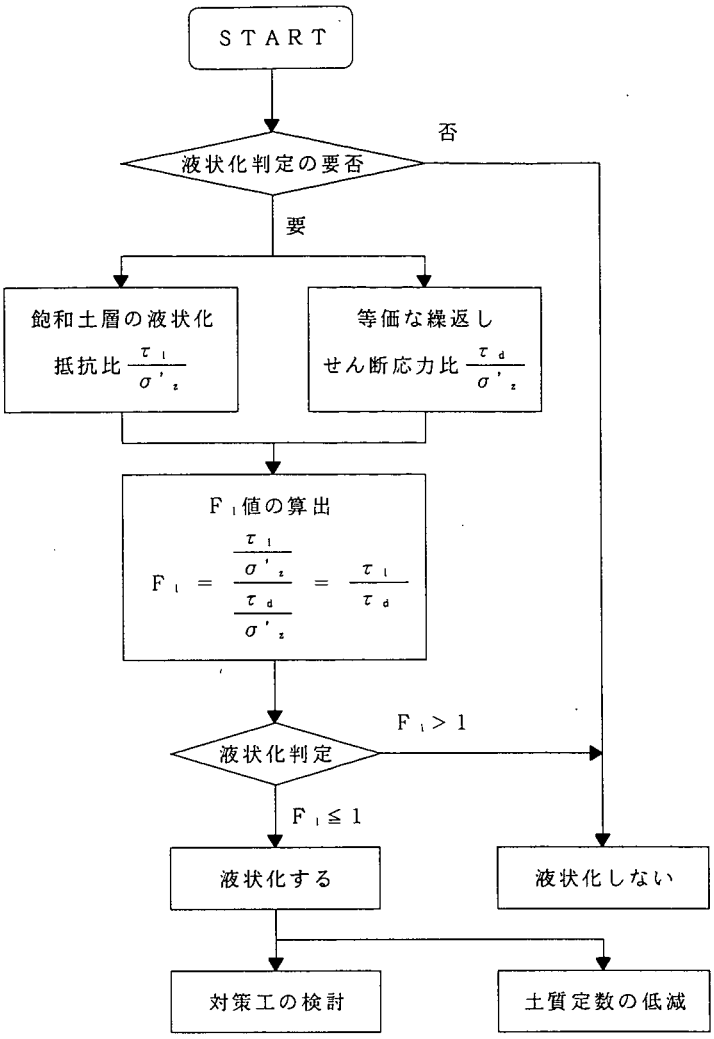
k_{so} ：液状化の判定に用いる標準設計水平震度(0.15とする)

γ_{t1} ：地下水位面より浅い位置での土の単位重量(tf/m³)

γ_{t2} ：地下水位面より深い位置での土の単位重量(tf/m³)

γ'_{t2} ：地下水位面より深い位置での土の有効単位重量(tf/m³)

h_w ：地表面から地下水位面までの深さ（m）



図－7.2.2　フロー図

（iv）　液状化に対する抵抗率F_L値の算出

$$F_L = \frac{R}{L}$$

b.　「建築基礎構造設計指針」の方法

「建築基礎構造設計指針」の方法は、主に時松・吉見の式[6]に基づいた方法である。基本的な考え方は岩崎・龍岡らの方法と同じであり、液状化に対する安全率を、繰返しせん断応力比と液状化強度比との比をとって求めている。図－7.2.2にフロー図を示す。

（i）　液状化判定の要否

以下の条件に適合する土層（但し、粘土分含有率が20%を超える飽和土層は除外）について、液状化判定を行う必要がある。

- 地表面から20m以浅の土層
- 飽和土層
- 砂質土層及び軟弱な中間土層

（ii）　等価な繰返しせん断応力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_z}$ の算定

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_Z}{\sigma'_Z} \gamma_d$$

ここに、

τ_d ：水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅(t/㎡)

σ'_z ：検討深さにおける有効土被り圧（鉛直有効応力）(t/㎡)

γ_n ：等価な繰返し回数に関する補正係数で、$\gamma_n = 0.1(M-1)$
ただし、Mは地震マグニチュード

α_{max}：地表面における設計用水平加速度(Gal)

g ：重力加速度(980Gal)

σ_z ：検討深さにおける全土被り圧（鉛直全応力）(t/㎡)

γ_d ：地盤が剛体でないことによる低減係数で(1−0.015z)，zはメートル単位で表した地表面からの検討深さ

（ⅲ） 飽和土層の液状化抵抗比 $\frac{\tau_l}{\sigma'_z}$ の算出

液状化抵抗比は、補正N値との関係から求める。補正N値とは、実測のN値に有効土被り圧と飽和土層の細粒土含有率の影響に対して補正したN値である。

① 補正N値(N_a) 算出

$$N_a = N_l + \Delta N_f$$

$$N_l = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_z}}$$

ここに、

N_a ：補正N値

N_l ：換算N値

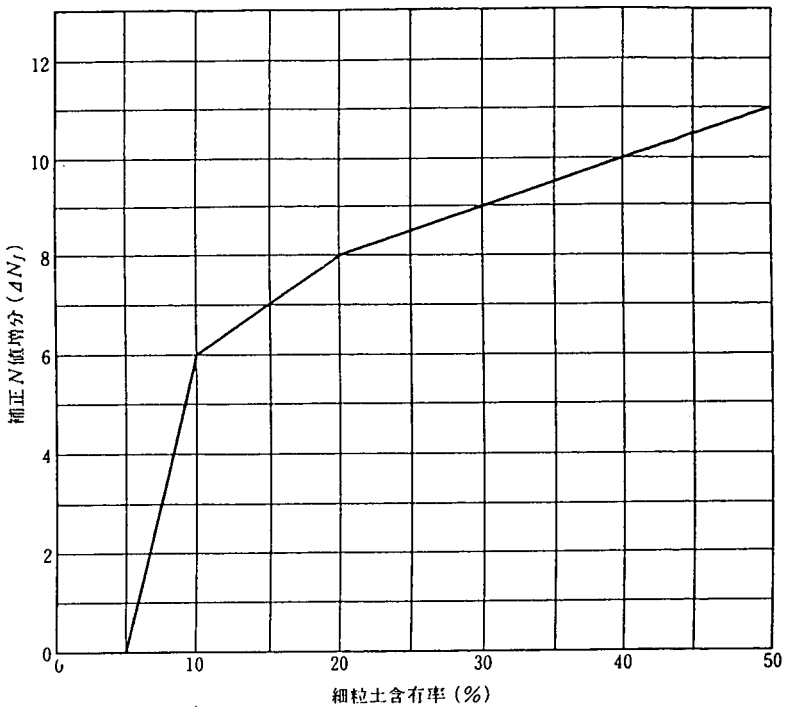
ΔN_f：細粒土含有率に応じた補正N値増分で、図−7.2.3による

C_N ：換算N値係数(σ'_zの単位はt/㎡)

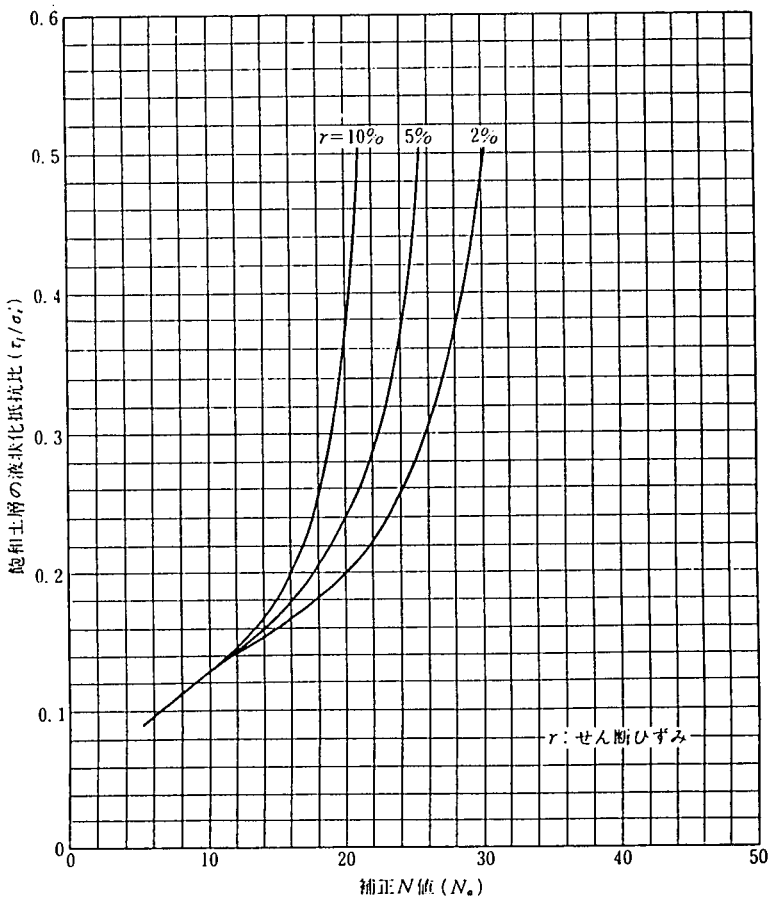
N ：とんび法または自動落下法による実測N値。ただし、コーンプーリ法を用いたときは、ロープをプーリから外してハンマを自由落下させる努力をした場合、1割程度、自由落下の努力をしなかった場合、2割程度割り引くこととする

② 補正N値に対応する飽和土層の液状化抵抗比 $\frac{\tau_l}{\sigma'_z}$ の算出

図−7.2.4 補正N値（N_a）と飽和土層の液状化抵抗比τ_l / σ'_zの関係により求める。



図－7.2.3　細粒土含有率と補正N値増分ΔN$_f$の関係[6)]



図－7.2.4　補正N値（N$_a$）と飽和土層の液状化抵抗比τ$_1$/σ'$_z$の関係[6), 7)]

（iv）　液状化に対する抵抗率F_l値の算出

$$F_l = \frac{\dfrac{\tau_l}{\sigma'_z}}{\dfrac{\tau_d}{\sigma'_z}} = \frac{\tau_l}{\tau_d}$$

c.　「東京低地の液状化予測」の方法

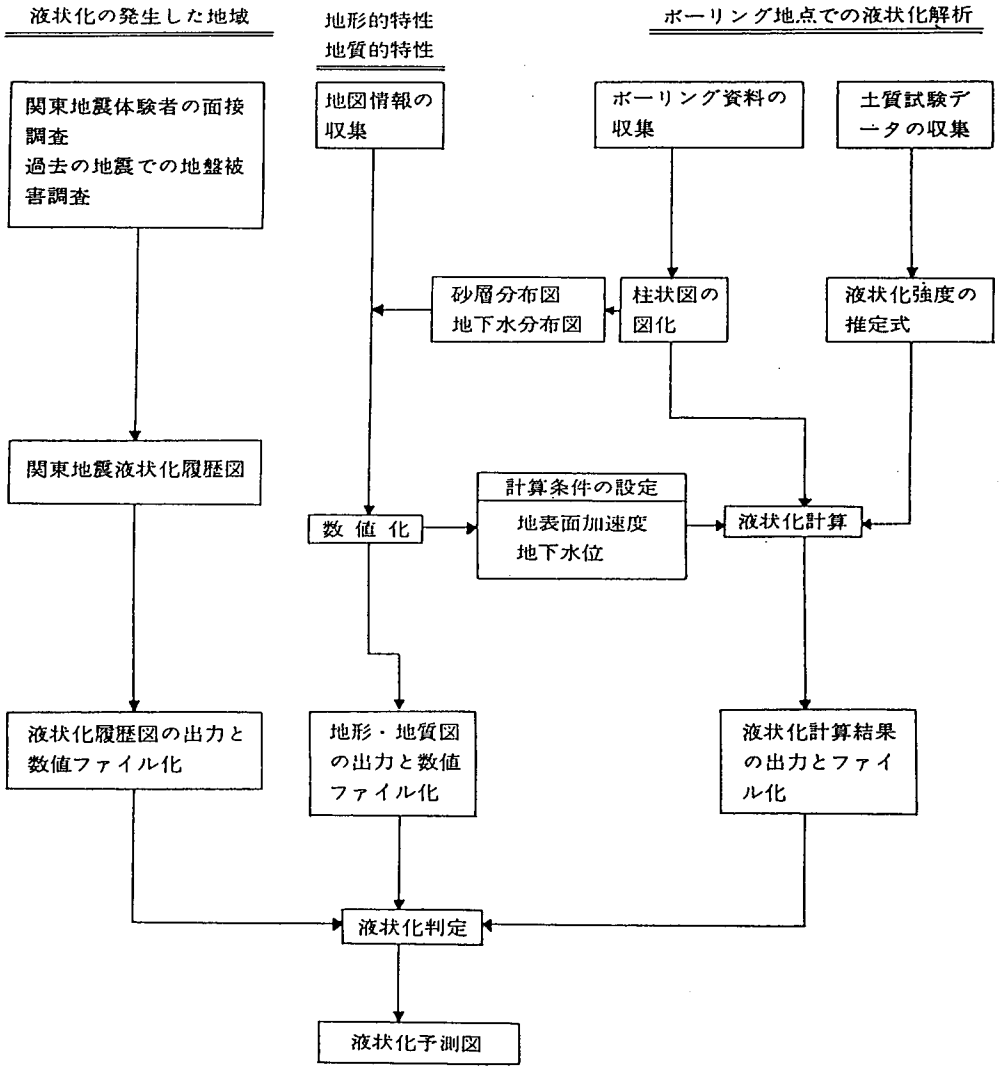
液状化予測のための調査・研究は次の３つの項目に大別される。

①　過去にその地域が液状化したことがあるかどうか（液状化履歴調査）

②　地形・地質から液状化しやすい地盤なのかどうか（地形・地質の検討）

③　土質調査に基づく液状化解析から液状化が生じるかどうか（地点に関する液状化評価）

東京都は、東京低地全域の液状化予測を行うために、液状化履歴地域と地形・地質、液状化解析の結果の関係を相互に検討し、総合的に判断する液状化予測法を提案している（図－7.2.5参照）。

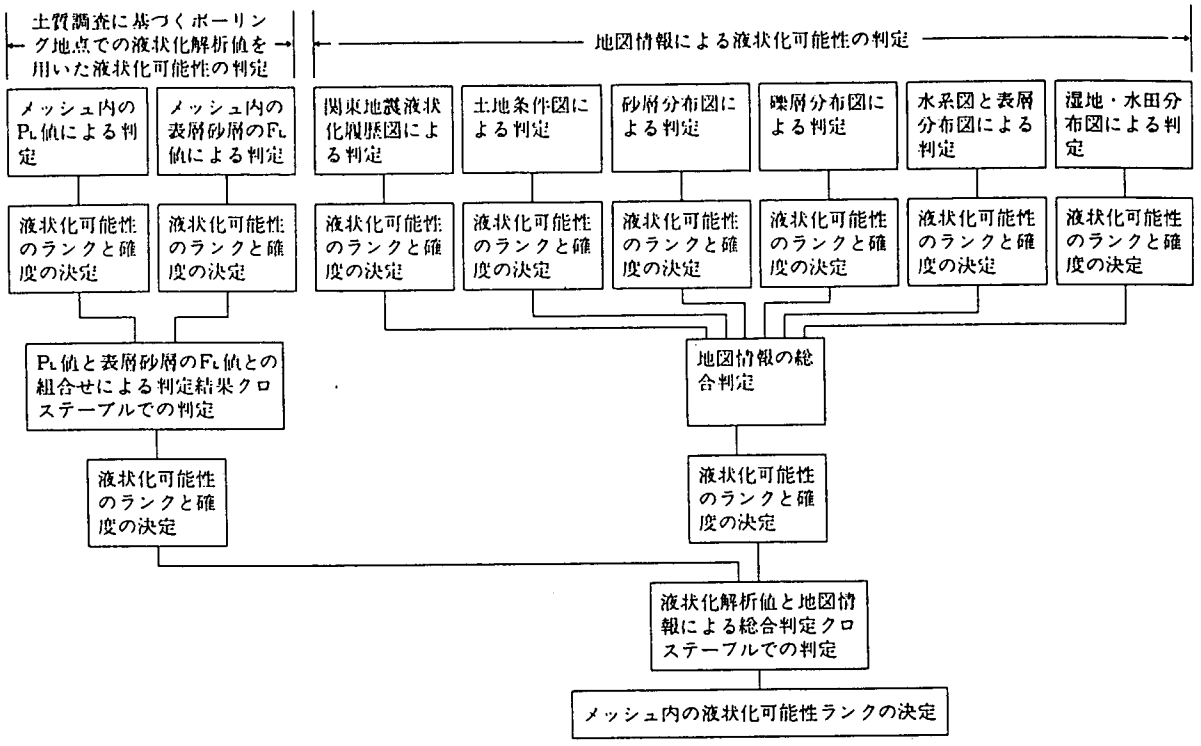


図－7.2.5　液状化予測手法[3)]

この液状化予測法を用いて、東京低地の液状化予測図をメッシュ判定法と呼ぶ方法で作成している。メッシュ判定法は、500m×500mメッシュにおいて種々の情報を重ね合わせ、地盤の性質を総合化し、代表的な判定値を得るものである。

メッシュ判定法のフローを図－7.2.6に示す。ボーリング地点の土質調査に基づく液状化解析から得られたP_L値と表層砂層のF_L値による判定からボーリング地点での液状化可能性のランクをつける。一方、各種地図情報の分類と液状化発生・非発生の関係を用いて地図情報による液状化の可能性を判定してランクをつける。

ボーリング地点での液状化解析による液状化可能性のランクと地図情報による液状化可能性のランクから、メッシュにおける総合的な判定値を求めるために、総合判定クローステーブルを作成して液状化可能性の判定をおこなう。



図－7.2.6　メッシュ判定法のフロー[3)]

（i）　P_L値とF_L値による判定

F_L値は次式で表されている。

$$F_L = \frac{R}{L}$$

ここに、

F_L：地盤の液状化抵抗率

R　：地盤の液状化強度

L　：地震時荷重

地盤の液状化強度の算定フローを図－7.2.7に、地震時荷重の算定フローを図－7.2.8に示す。表層砂層の層厚と、その層のF_L値の大きさから、表－7.2.1に基づいて液状化の判定を行う。

P_L値は次式で表される。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z)dz$$

ここに、

$$F = \begin{cases} 1-F_L & ; F_L < 1.0 \\ 0 & ; F_L \geqq 1.0 \end{cases}$$

$w(z) = 10 - 0.5z$

z：地表面からの深さ(m)

注）粒径75μm以下の
土＝シルト＋粘土

インプットデータ

- N値
- 細粒分含有率(%)　FC
  （粒径75μm以下の土の質量百分率）
- 土の平均粒径　D_{50}(mm)
- 地下水位より浅い位置での単位重量　γ_{t1}
- 地下水位より深い位置での単位重量　γ_{t2}
- 深さ　z
- 地下水位の深さ　h_w

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma'_{t2}(z - h_w)$$

$$\gamma'_{t2} = \gamma_{t2} - 1$$

$D_{50} < 0.074$mmのとき

$$R = 0.0882\sqrt{\frac{N+0.5}{\sigma'_v+0.7}} + 0.0025FC + 0.055(1 - \log\sigma'_v)$$

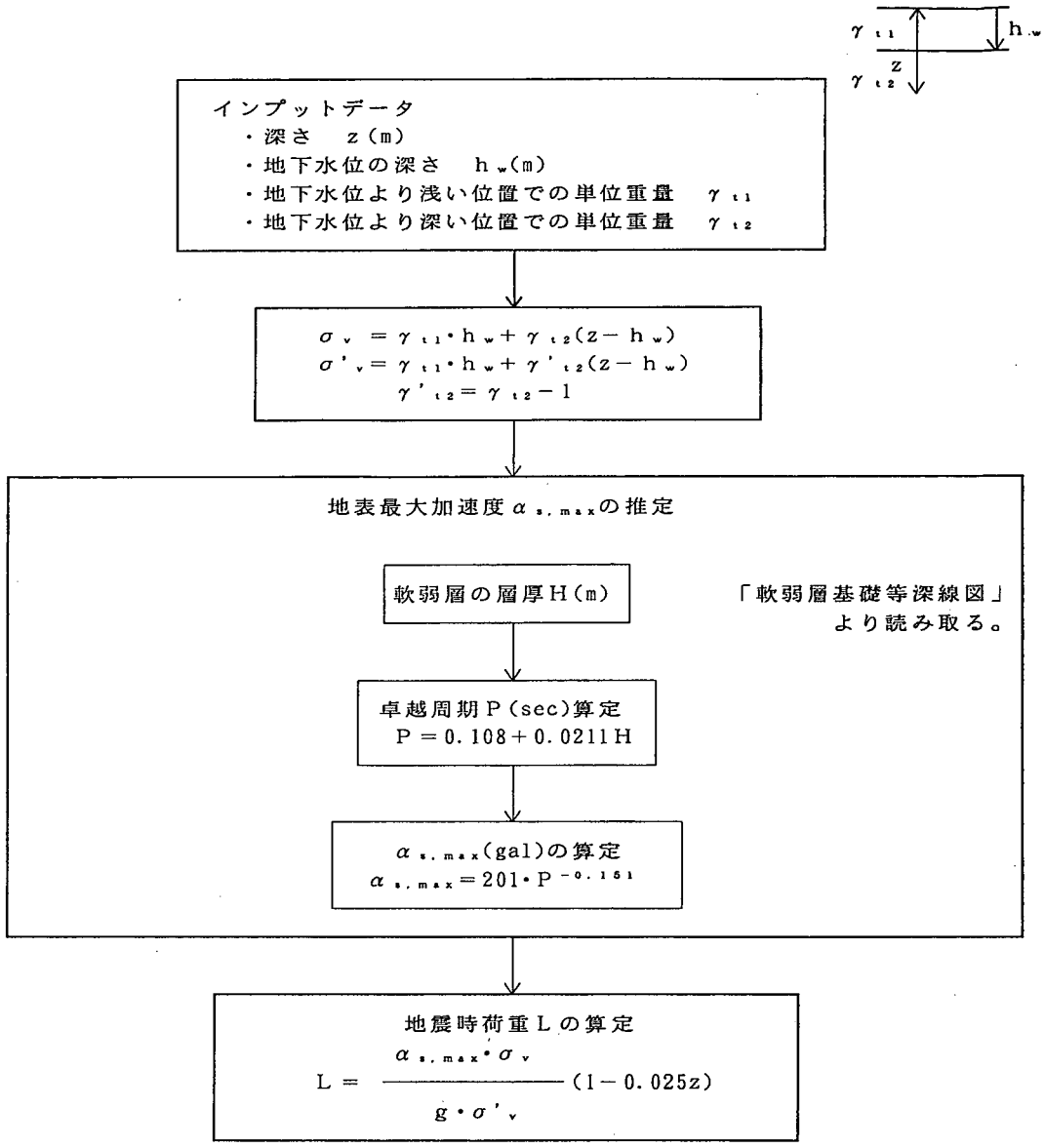
$0.074\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.5$mmのとき

$$R = 0.0882\sqrt{\frac{N+0.5}{\sigma'_v+0.7}} + 0.20\log\frac{0.20}{D_{50}} + 0.055\log\frac{(FC+1)}{\sigma'_v}$$

$D_{50} > 0.5$mmのとき

$$R = 0.0882\sqrt{\frac{N+0.5}{\sigma'_v+0.7}} - 0.08 + 0.055\log\frac{(FC+1)}{\sigma'_v}$$

図－7.2.7　液状化強度の算定フロー



図－7.2.8　地震時荷重の算定フロー

表－7.2.1　表層砂層のF_L判定法[3)]

液状化層の出現深度 ＼ 表層砂層厚			$F_L<1.0$, $F_L<0.8$の出現深度Z(m)				
			1	2	3	4	5
			Z≦3 $F_L<0.8$	Z≦3 $0.8\leqq F_L<1.0$	3≦Z≦6 $F_L<0.8$	3<Z≦6 $0.8\leqq F_L<1.0$	Z≧6 $F_L<1.0$
表層砂層の厚さℓ(m)	a	3≦ℓ	1	1	1	2	3
	b	2≦ℓ<3	1	2	2	3	4
	c	1≦ℓ<2	2	3	3	3	4
	d	0≦ℓ<1	3	3	3	4	4

1：表層砂層のFL判定による液状化の可能性大
2：表層砂層のFL判定による液状化の可能性中
3：表層砂層のFL判定による液状化の可能性小
4：表層砂層のFL判定による液状化の可能性なし

表－7.2.2　P_L値による液状化可能性のランク[3)]

P_L値	区　分	ランク
$P_L \geqq 15$	液状化の可能性大	2
$5 \leqq P_L < 15$	液状化の可能性いくらかあり	3
$0 \leqq P_L < 5$	液状化の可能性なし	4
メッシュ内にP_L値がない		5

表－7.2.3　P_L値による液状化可能性の確度[3)]

P_L値の散布状態とデータ数の区分	確度
メッシュ内での散布傾向が良く，データの数も15以上と多い	A (++)
メッシュ内での散布傾向が良く，データの数が10～15とやや多い	B (+)
メッシュ内での散布傾向が良く，データの数が5～10である	C (+−)
メッシュ内での散布傾向は悪いが，データの数が15以上と多い	C (+−)
メッシュ内での散布傾向は良いが，データの数が2～5と少ない	D (−)
データの数は5～15あるが，メッシュ内での散布傾向が悪い	D (−)
データがない，あるいはあっても少ない(0～4)のでメッシュ内での散布傾向が悪い	E (−−)

P_L 値による液状化可能性の区分を表－7.2.2にP_L 値の確度の区分を表－7.2.3にそれぞれ示す。P_L 値と表層砂層のF_L 値による判定の液状化可能性のランクを図－7.2.9に示す判定結果クロステーブル上で組合せて、ボーリング地点の液状化可能性ランクを判定する。

（ii）　地図情報による液状化可能性の判定

液状化に寄与する液状化履歴、地形・地質を表す地図情報に基づいて液状化可能性のランクを決定する。

各地図情報に基づく液状化判定フローを図－7.2.10～7.2.16に示す。

（iii）　総合判定

図－7.2.17に示す総合判定クロステーブルで、横軸にボーリング地点での判定値を、また縦軸に地図情報の判定値を設定し、液状化可能性のランクと確度の組合せから各メッシュの総合判定値を決定する。

(2)　地下水位低下による広域的液状化対策効果検討手法の提案

地下水位低下工法としては、

・補助工法（止水壁）併用の場合

・単独使用の場合

に分けて検討する。止水壁併用の場合、液状化対策効果は主要道路に限られる。単独使用の場合、液状化対策効果は主要道路だけでなくその周辺の地盤にも及ぶ。

ここでは、主要道路沿いの液状化対策効果（線的効果）を考慮して、地下水位低下量の目標値を設定し、周辺環境への影響が十分小さい場合には、副次的な効果としての面的効果をも評価することとする（図－7.2.18参照）。

広域的液状化対策は対象地域全域で全く液状化しないように対策するのではなく、平均的に液状化危険度を下げるような対策であるので、このことを考慮して、以下に示す手法を提案する。

・線的効果のみを考慮する場合

道路に沿った全てのボーリングについて、各々深さ方向のF_L 値分布を求める。この分布から表－7.2.1に示す表層砂層のF_L 判定法を用いてF_L による液状化の可能性のランク分けをする。

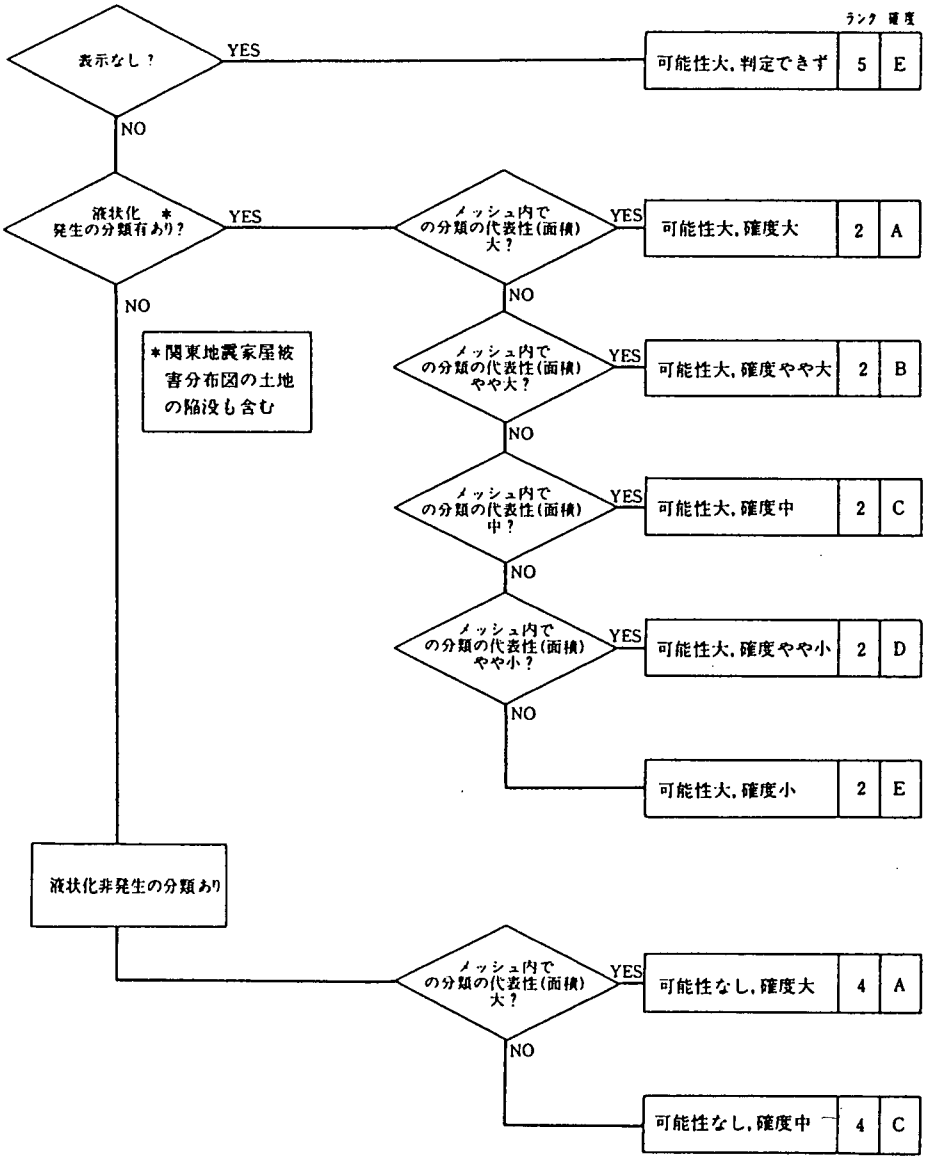
さらに、F_L 値の深さ方向の分布から岩崎・龍岡ら[8)]によって提唱された液状化指数（P_L値）を求

P_L値による液状化可能性

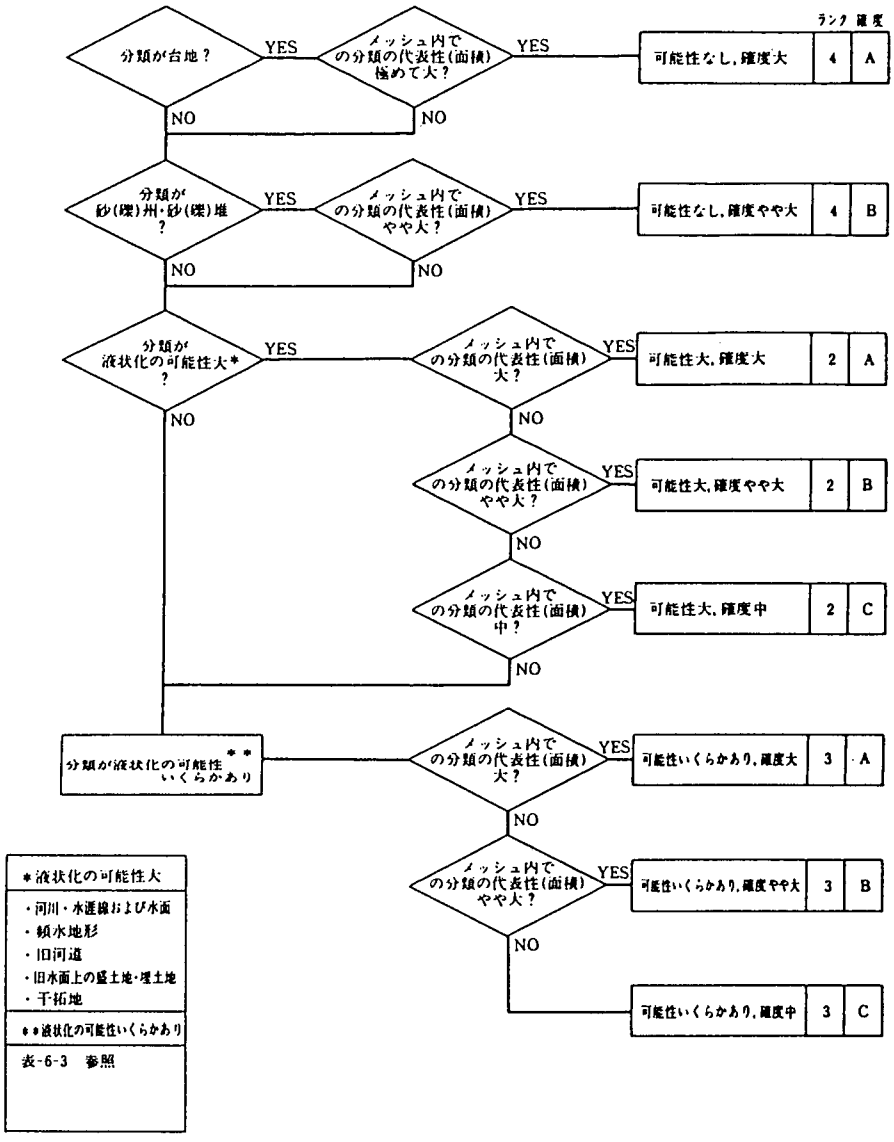
表層砂層のF_L値の判定による液状化可能性 ランク ＼ ランク	2 液状化の可能性大	3 液状化の可能性いくらかあり	4 液状化の可能性なし
1 液状化の可能性大	2		
2 液状化の可能性中		3	
3 液状化の可能性小			4
4 液状化の可能性なし			

組合せ後のランク値　2：液状化の可能性大
3：液状化の可能性いくらかあり
4：液状化の可能性なし

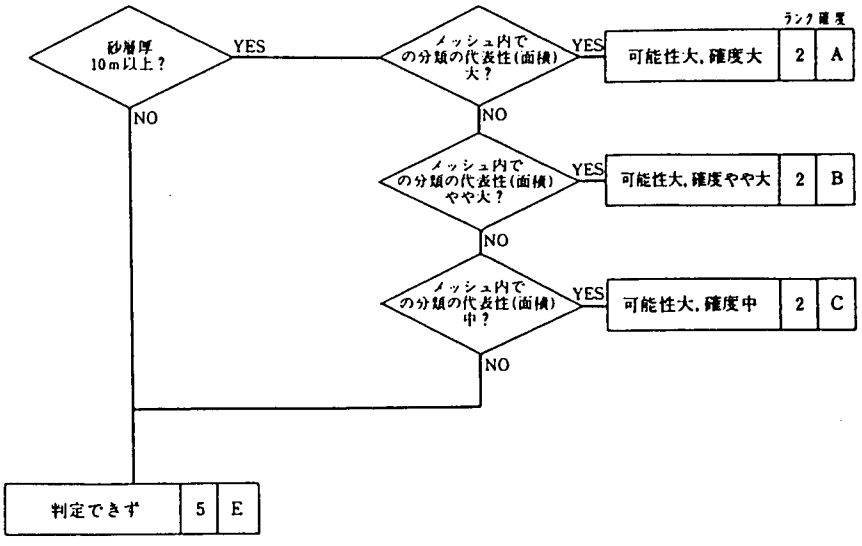
図－7.2.9　判定結果クロステーブル[3)]



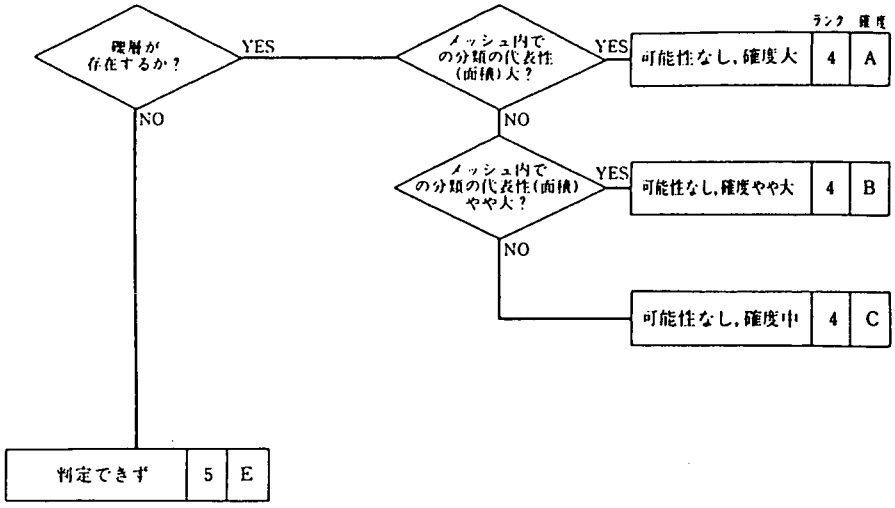
図－7.2.10　関東地震液状化履歴図による判定フロー[3)]



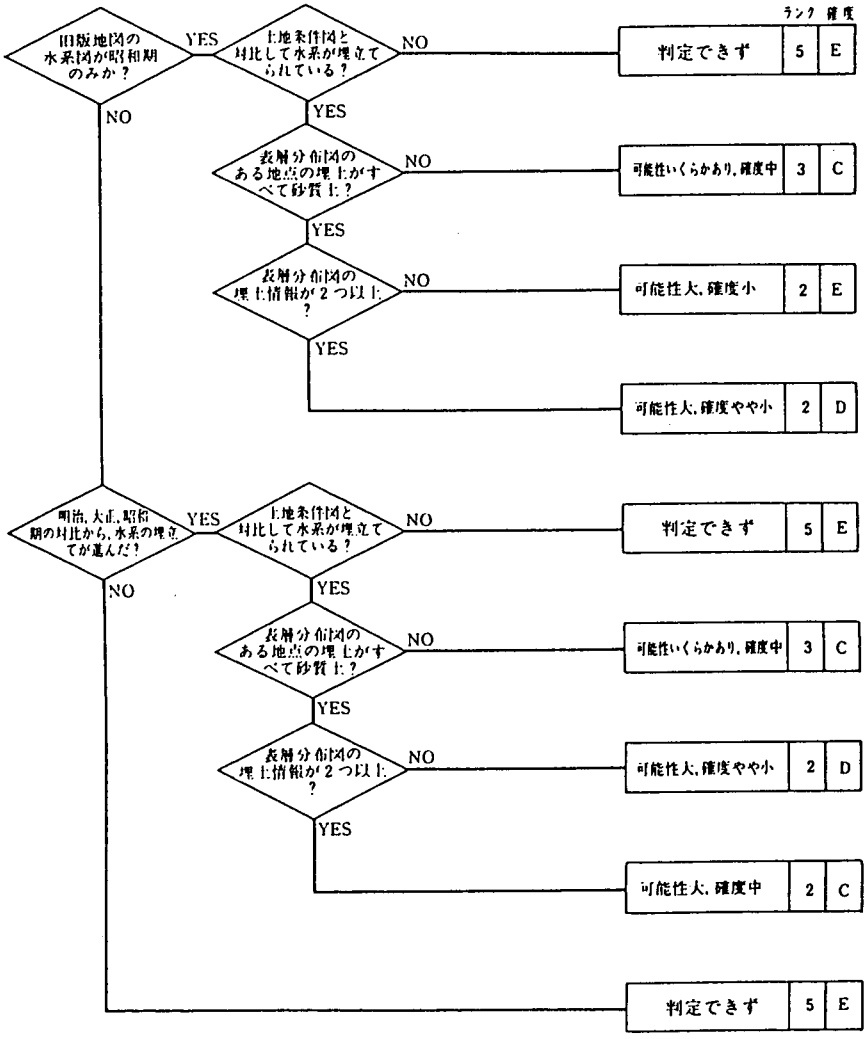
図－7.2.11　土地条件図による判定フロー[3)]



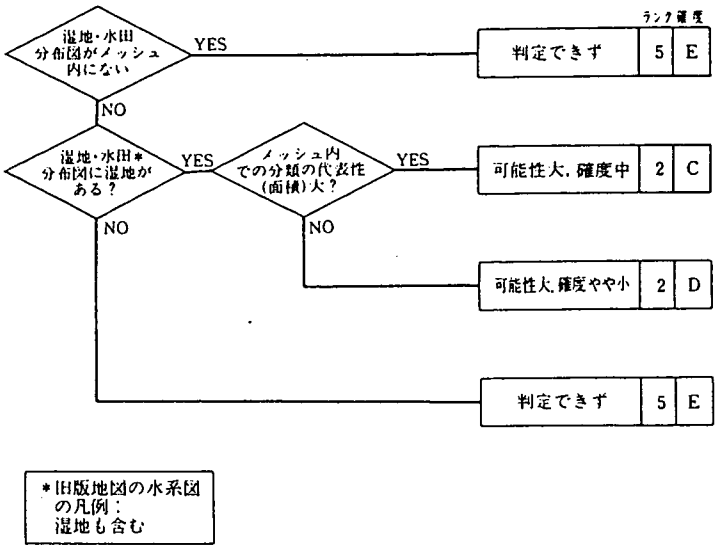
図－7.2.12　砂層分布図による判定フロー[3)]



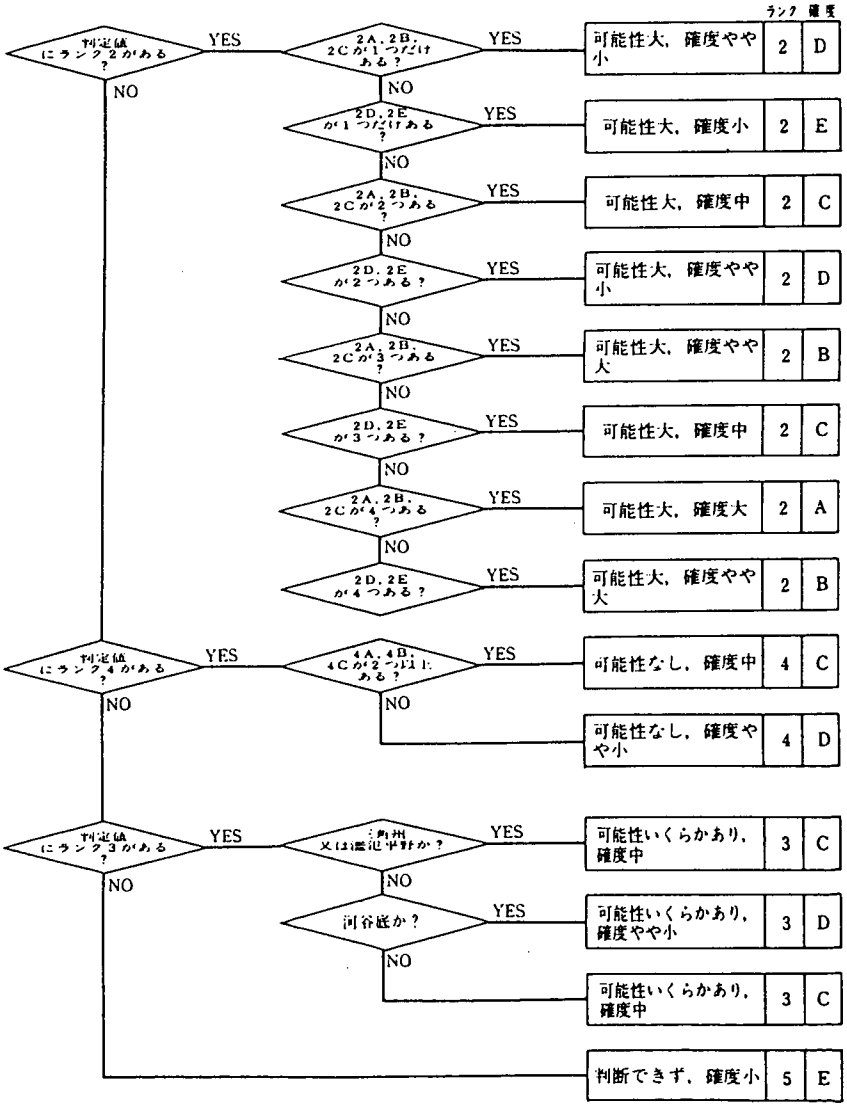
図－7.2.13　礫層分布図による判定フロー[3)]



図－7.2.14　水系図と表層分布図による判定フロー[3)]

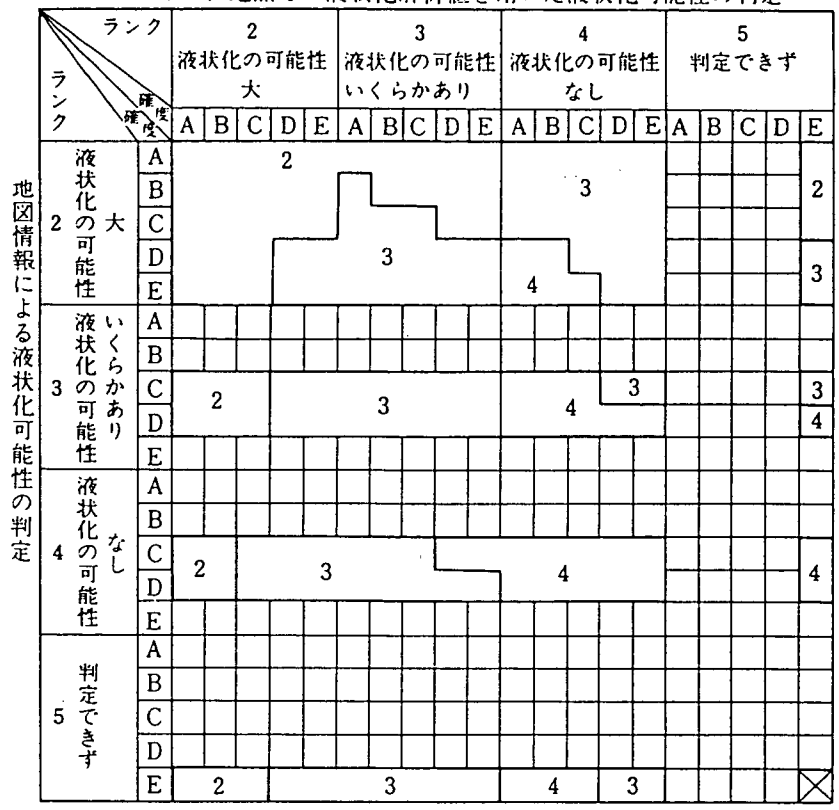


図－7.2.15　湿地・水田分布図による判定フロー[3)]



図－7.2.16　地図情報による総合判定フロー[3)]

ボーリング地点での液状化解析値を用いた液状化可能性の判定



図－7.2.17　液状化解析値と地図情報による総合判定クロステーブル[3)]

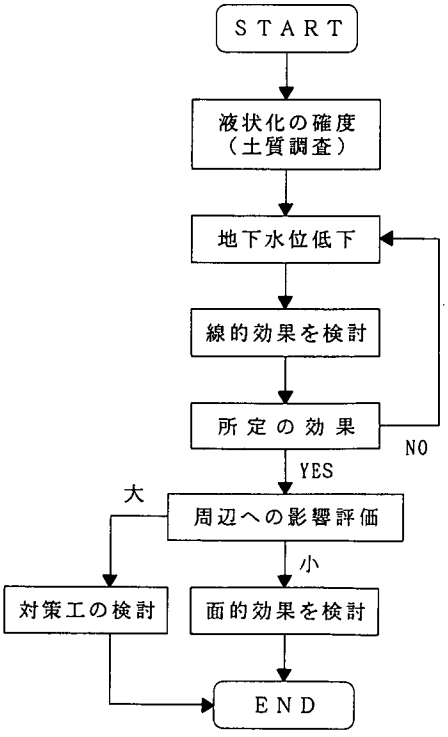
める。このP_L値から、表－7.2.2のP_L値による液状化可能性のランク表を用いて、液状化に対する可能性をランク分けする。

各ボーリングについて液状化の可能性を図－7.2.9の判定結果クロステーブルにより判定する。線的効果を考慮した地下水位低下による広域的液状化対策効果は、全てのボーリングにおいて液状化可能性のランクが、あるランク（例えばランク3）に改善されたか否かで判定する。

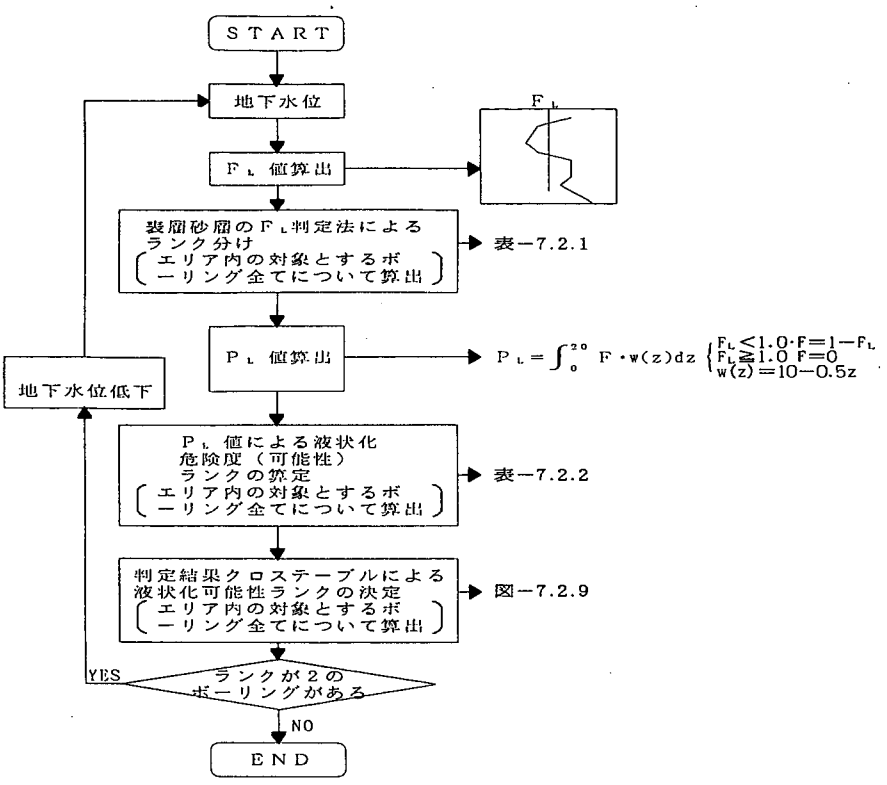
以上の検討フローを図－7.2.19に示す。

・副次的な効果としての面的効果を考慮する場合

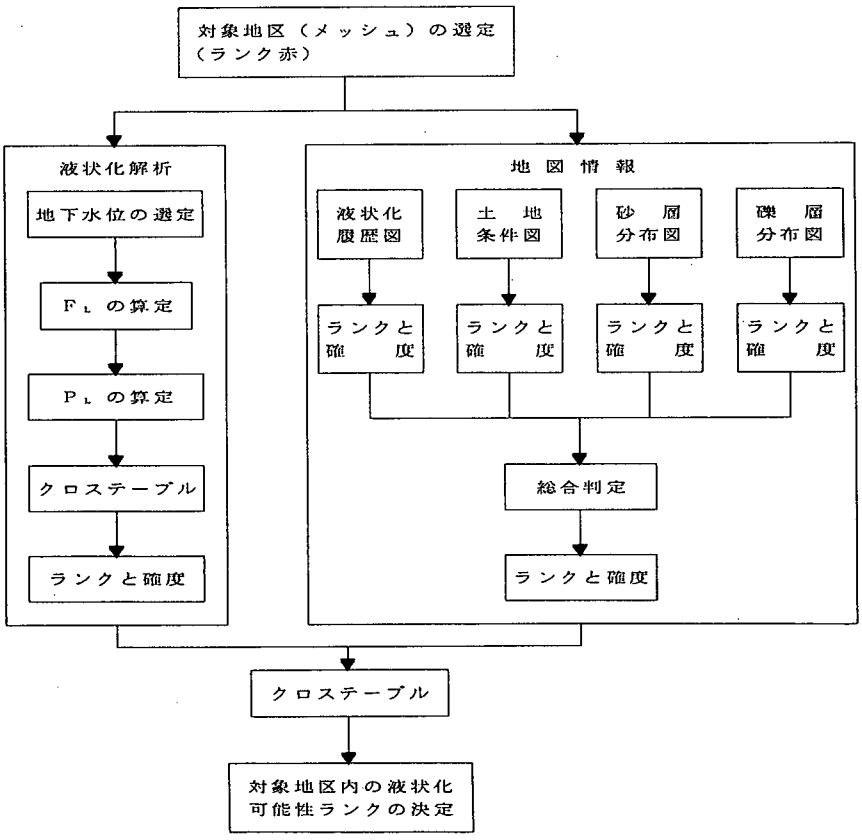
地下水低下工法を単独で使用する場合、液状化対策の効果は副次的に主要道路の周辺にも及ぶ。このような副次的な面的効果を考慮する場合は、線的効果のみ



図－7.2.18　フロー図



図－7.2.19　液状化対策効果検討のフロー
（線的効果を考慮する場合）



図－7.2.20　液状化対策効果検討のフロー
（面的効果を考慮する場合）

を考察する場合に用いた液状化解析結果に、「東京低地の液状化予測[3]」で用いられている地図情報による判定法も加えた、総合判定のクロステーブルを用いて行う。すなわち、液状化が発生しやすい地域（ランク赤）と判定された地域について、地下水位低下の効果を、液状化の発生が少ない地域（ランク黄）へ変化したか否かで検討する。検討フローを図－7.2.20に示す。

（鹿島）

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ．耐震設計編，1990.2.

2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，昭和63年

3) 東京都土木研究所編：東京低地の液状化予測，昭和62年

4) 龍岡，岩崎，常田：N値－有効上載圧－平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の簡易推定式，第13回土質工学研究発表会，1978.6.

5) 岩崎，龍岡，常田：N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討，第13回土質工学研究発表会，1978.6.

6) 時松，吉見：細粒分含有率とN値を用いた液状化判定法と液状化対策，建築技術，No.432，pp.109-114，1986.8.

7) K. Tokimatsu and Y. Yoshimi :Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content, 土質工学会論文報告集，Vol.23，No.4，pp.56-74，1983.

8) 岩崎，龍岡他：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，1978.

7.2.2　地下水位低下工法及びその設計法の調査

(1)　地下水位低下工法の調査

a.　特許の調査

広域的液状化対策としての地下水位低下工法を考える場合の参考に、昨年度実施した特許内容を再調査した。表－7.2.4はその概要をまとめたものである。

これらを分類すると、

タイプA：地下水位を定常的に下げておくもの　　3件

タイプB：その際、高減衰弾性体と組み合わせて用いるもの　2件

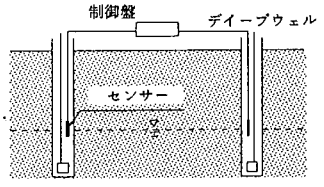
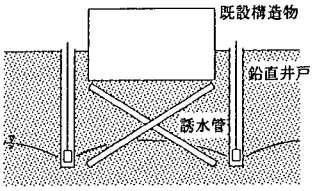
タイプC：地下水位を一時的に低下させ，ＯＣＲ（過圧密比）の増加を待って復水させ、液状化強度の増大を期待するもの　2件

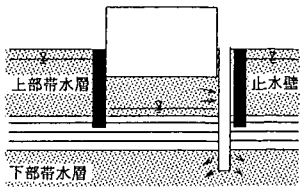
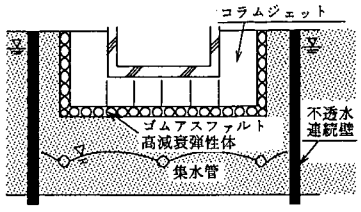
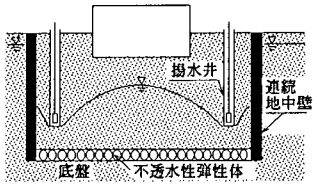
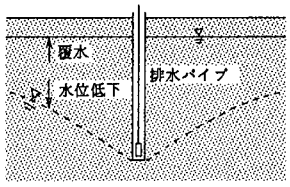
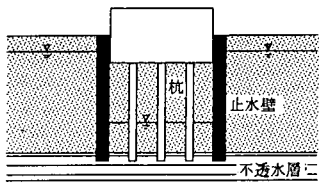
タイプD：地震時にセンサーで地震を感知すると同時に揚水して地下水位低下をはかるもの　2件

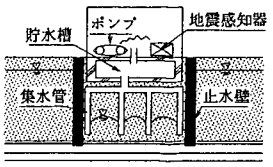
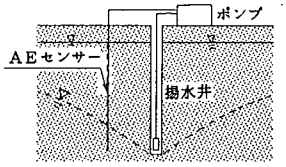
の4タイプに大別できそうである。

これらの中で、地下水位を定常的に下げておくタイプでは、特に注目すべきアイデアといったものは見受けられないが、高減衰弾性体との組み合わせというアイデアは地下水位低下工法の特徴も生かした1つの利用法として面白い。

表－7.2.4　「地下水位低下による液状化対策」に関する特許の分類

TYPE	名　称	概　念　図	内　容
A	①地盤改良工法		・センサーで感知するある一定のレベルまでディープウェルで水位低下をはかる
	②既設構造物直下地盤の液状化防止方法		・既設構造物直下を横断する鉛直井戸と誘水管の組み合わせにより地下水位低下をはかる

	③地盤の液状化防止方法		・止水壁で構造物周辺を囲った後、上部帯水層の水を下部帯水層に強制排水して水位低下をはかる
B	④埋立地構造物の基礎		・構造物の基礎をコラムジェットとし、その周囲をゴムアスファルト系の高減衰弾性体層で囲い、さらにその下部で集水管によって地下水位を低下させる（不透水連続壁併用）
	⑤免震区域の構造		・構造物周辺を連続地中壁と底盤からなる不透水性弾性体層で囲み、内部の水を排水井で揚水して地下水位を下げる
C	⑥砂地盤の液状化防止工法		・地下水位を一時的に低下させることにより、砂地盤の過圧密比を増大させ液状化強度を増加させる
	⑦地盤の液状化防止方法		・建物外周を止水壁で囲み、内部の地下水位を下げた後、杭を施工し復水させ有効応力増大をはかる

D	⑧砂地盤の液状化防止工法		・構造物地下に貯水槽を設け、止水壁で囲われた内部の水を地震時に集水管で揚水して過剰間隙水の減圧をはかる
	⑨地盤の液状化防止方法		・地震をＡＥで感知して地下水位を低下

b. 工事例の調査

地下水位低下工法の適用例を調査するために、科学技術文献（ＪＩＣＳＴ）で文献検索を行った。

検索キーワードは、［地下水］×［低下］×［施工］（1981～）である。その結果、回答件数は２３件であったが、その内今回の調査に参考となるものは９件のみであり、報告例としては意外に少ないことがわかった。

内容調査の結果、適用例としては、

・地下構造物構築のための掘削工事に伴う地下水位低下施工（８件）

・地滑り地帯での水位低下施工（１件）

であり、圧倒的に地下掘削工事に伴う仮設的な水位低下工法としての適用例が多く、液状化対策としての適用例を報告するものはなかった。

図－7.2.21は、文献3)の中で最近の揚排水工法の代表的な適用例として報告されているものである。

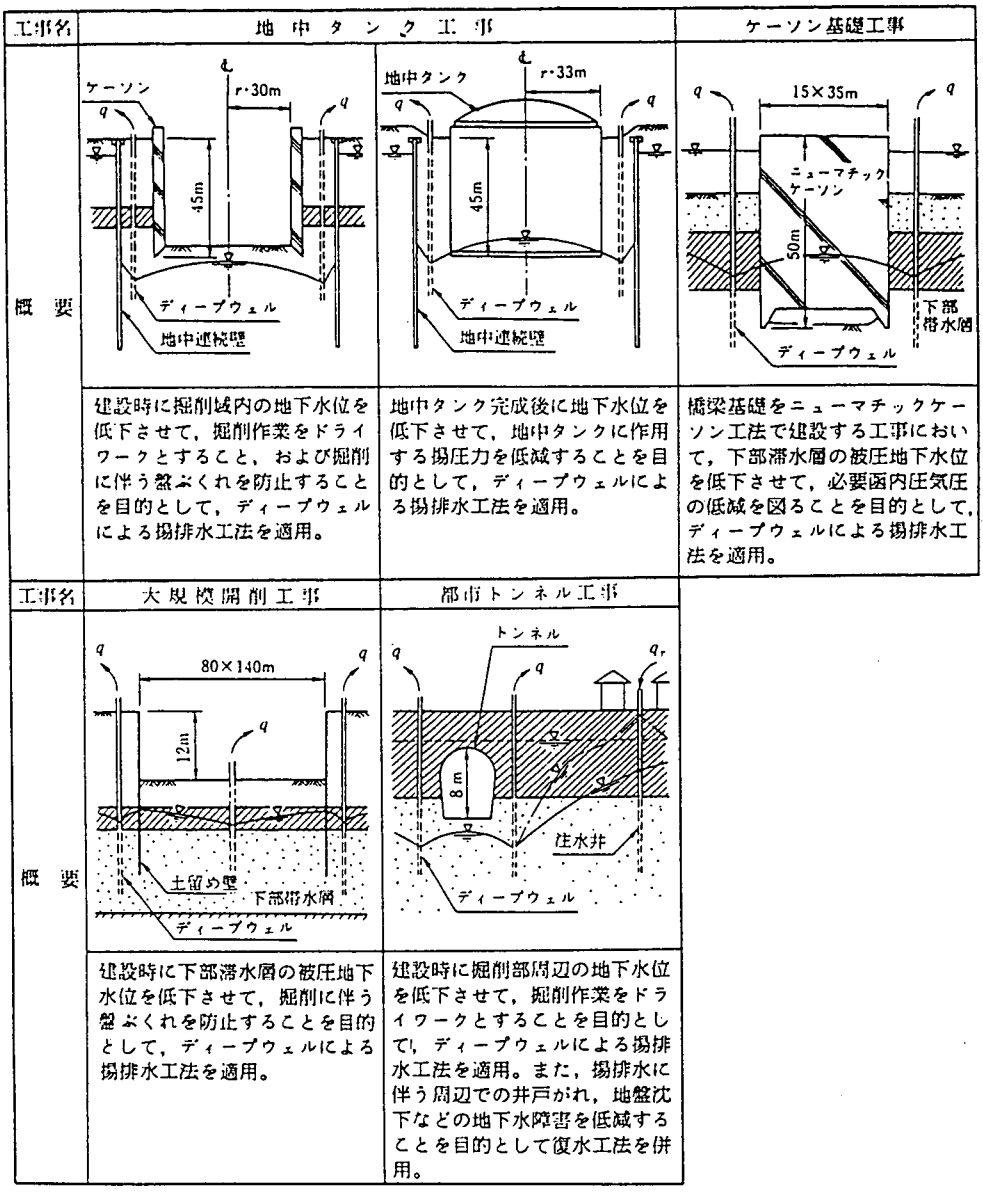
さらに調査結果の中で特徴的なことは、シールドやトンネル施工に伴う周辺地域への水位低下の影響、地中構造物施工後の地下水流の遮断対策など、地下水の揚排水に伴う地下水障害と対策について記述するものが多く、地下水位低下工法を適用する場合には、周辺環境への影響評価と対策が重要であることが指摘される。

なお、抽出された９件の文献名は後出の1)～9)である。

(2) 地下水位低下工法の設計法に関する調査

a. 単独使用の場合の設計法

地下水位低下工法の内、特にディープウェル工法の計画は、設計対象が非平衡状態か、平衡状態かに



図－7.2.21　揚排水工法の適用事例[3)]

よって、図－7.2.22に示すように設計手順が異なっているが、いずれも井戸理論にもとづいている。

液状化対策に地下水位低下工法を用いる場合の設計は、この内(b)の平衡式（定常式）による方法がベースになると考えられる。

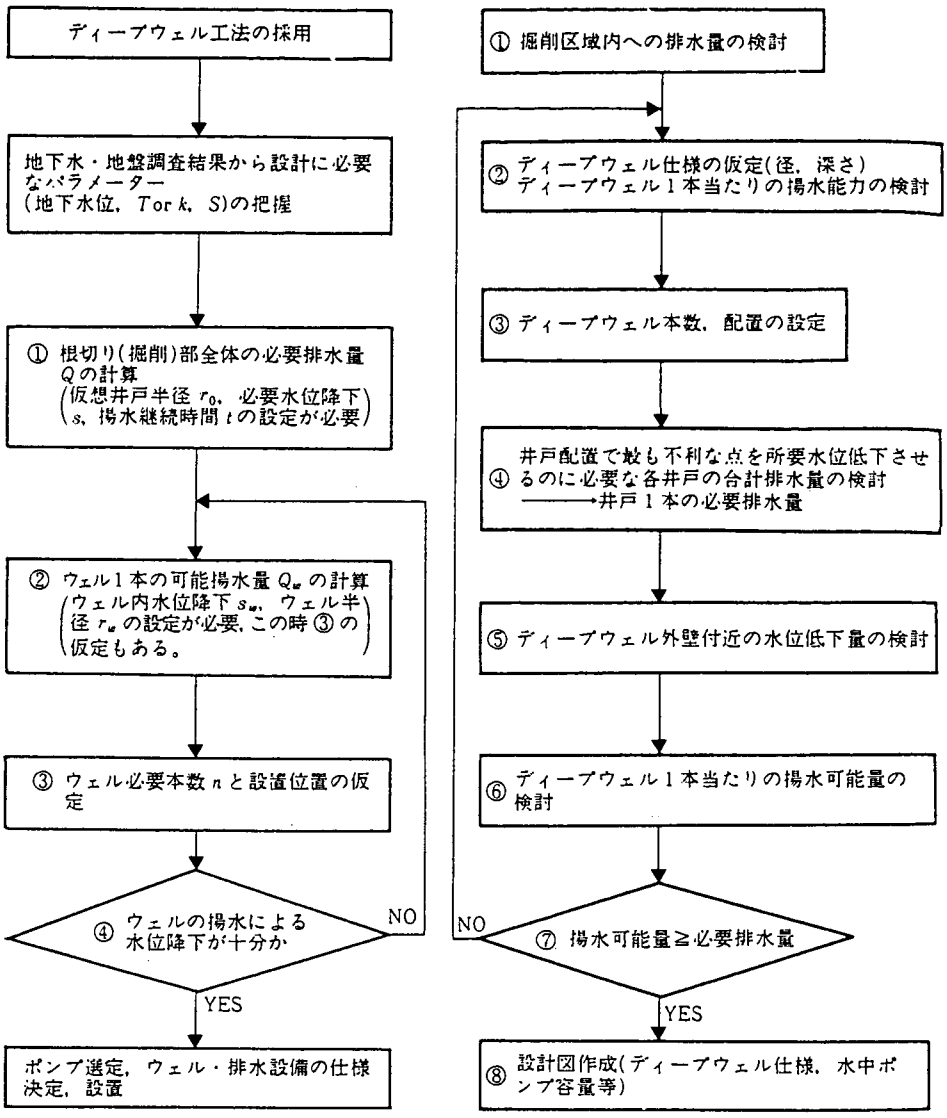
そこで、まずディープウェルが単独で使用された場合の平衡（定常）式による設計方法について調査した結果を以下に示す。

ディープウェル工法の設計方法[11)]

① 掘削区域内への排水量の検討

ある域内を所定の水位低下量にする場合の井戸全体の排水量は、被圧地下水の場合式（7.2.1）、不圧地下水の場合式（7.2.2）を使用して概算する。

これは、ディープウェル本数を設定するために目安とする排水量の予備計算である。



(a) 非平衡式(非定常式)による方法　　(b) 平衡式(定常式)による方法

図－7.2.22　排水計画の設計手順[10)]

被圧地下水の場合

$$Q=\frac{2\pi kD(H-h)}{\ell_n R-\ell_n \gamma_0}=\frac{2\pi kD(H-h)}{\ell_n\left(\frac{R}{\gamma_0}\right)} \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

不圧地下水の場合

$$Q=\frac{\pi k(H^2-h^2)}{\ell_n R-\ell_n \gamma_0}=\frac{\pi k(H^2-h^2)}{\ell_n\left(\frac{R}{\gamma_0}\right)} \quad \cdots\cdots (7.2.2)$$

ここに、Q：排水量（m^3/s）

k：透水係数（m/s）

D：被圧帯水層の厚さ（m）

R：影響圏半径（m）

γ_0：仮想井戸半径（m）

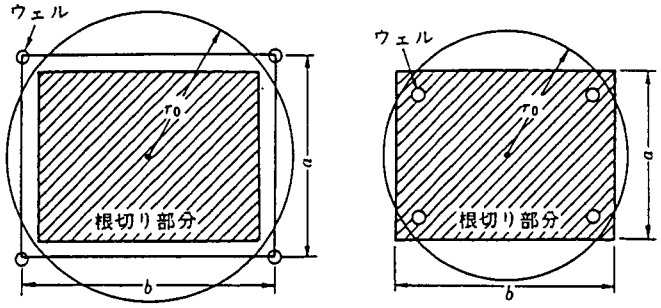
H：影響半径Rの位置の水位高さ（m）

h：仮想井戸半径γ_0の位置の水位高さ（m）

仮想井戸半径γ_0は、次の2式のうち大きい方を採用するが、根切り部の外側にウェルを設置する場合、その位置を考慮する。（図－7.2.23）

$$\gamma_0 = \sqrt{\frac{a \times b}{\pi}} \quad \cdots\cdots (7.2.3)$$

$$\gamma_0 = \frac{a + b}{\pi} \quad \cdots\cdots (7.2.4)$$



図－7.2.23　仮想井戸半径[12)]

影響圏半径Rについては、次のような関係（式）が種々提案されている。

(a)　土質と影響圏半径の関係

土質と影響圏半径の関係については下表が提案されている。

(b)　Siechardtの提案式（ただし、重力井戸の場合）

$$R = 3000\, s \sqrt{k}$$

ここに、s：井戸内水位低下量（m）

k：透水係数（m／s）

(c)　Weberの提案式

$$R = 3\sqrt{H \cdot k \cdot \frac{t}{n}}$$

ここに、H：飽和帯水層厚さ（m）

k：透水係数（m／s）

t：揚水時間（s）

n：間隙率

表－7.2.5　揚水井戸の影響圏範囲[13)]

土質 区分	粒径(mm)	影響圏半径 R(m)
粗礫	>10	>1 500
礫	2～10	500～1 500
粗砂	1～2	400～500
粗砂	0.5～1	200～400
粗砂	0.25～0.5	100～200
細砂	0.10～0.25	50～100
細砂	0.05～0.10	10～50
シルト	0.025～0.05	5～10

(d) Kozenyの提案式（ただし、重力井戸の場合）

$$R=\sqrt{\frac{12t}{n}}\sqrt{\frac{Qk}{\pi}}$$

ここに、Q：揚水量（m^3／s）

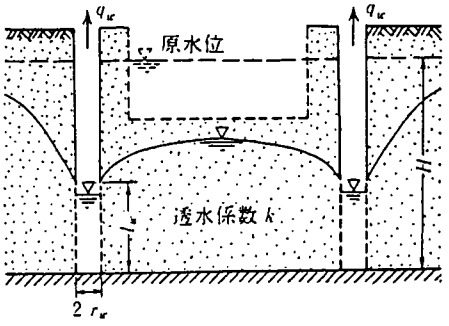
k：透水係数（m／s）

t：揚水時間（s）

n：間隙率

② ディープウェルの仕様の仮定（径、深さ）

ディープウェル本数を設定するために、ディープウェルの仕様（井戸径、深さ、フィルター長：ケーシングに設けるストレーナー部分の長さ）を仮定し、ディープウェル１本当たりの揚水能力を次のSichart（シチャート）の式（7.2.5）から計算する（図－7.2.24）。



図－7.2.24 ディープウェル複数本の揚水による水位低下状況模式図[14]

ディープウェル１本当たりの揚水能力の計算式

$$q_w=2\pi\gamma_w\ell_w\frac{\sqrt{k}}{15}\cdot\frac{1}{F_s} \quad \cdots\cdots (7.2.5)$$

ここに、q_w：ディープウェル１本当たりの揚水能力

ℓ_w：ディープウェル内への地下水の浸出部分のフィルター長さ（m）

（後述の⑥を参照）

γ_w：ディープウェル半径（m）

K：地盤の透水係数（m/s）

F_s：安全率

③ ディープウェル本数、配置の設定

概略排水量とディープウェル１本当たりの揚水能力からディープウェル本数を算定し、工事内容を考慮してディープウェルの配置を設定する。ここから、井戸を設置した場合の各井戸の合計排水量、水位低下量の検討が始まることになる。

ディープウェルの概略本数ｎは、次式で求める。

$$n=\frac{Q}{q_w} \quad \cdots\cdots (7.2.6)$$

ここに、Q：概略排水量（m^3/s）

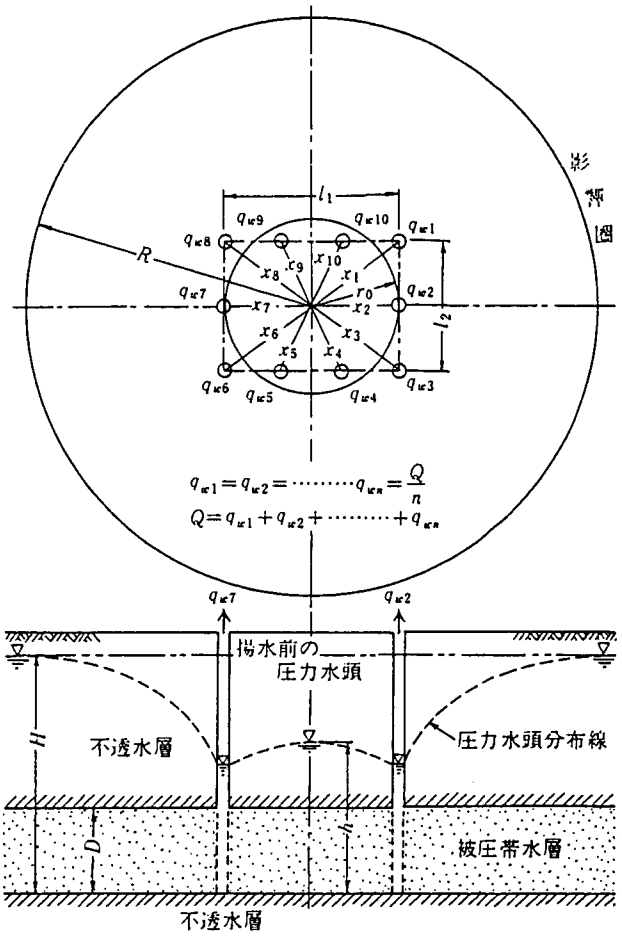
q_w：ディープウェル１本当たりの揚水能力（m^3/s）

④ 井戸配置で最も不利な点を所要水位低下させるのに必要な各井戸の合計排水量の検討

ディープウェル配置において、掘削区域内で最も水位低下が不利な点（掘削区域内で各井戸から最も離れている地点）を所要の水位低下量にさせるのに必要な各井戸の合計排水量および任意地点ｐの

水位低下量は、群井の式で算定する。

被圧地下水の場合（図－7.2.25）



図－7.2.25　被圧地下水における群井[15)]

合計排水量の算定式

$$Q=\frac{2\pi kD(H-h)}{\ell_n R-\frac{1}{n}\ell_n(x_1\cdot x_2\cdots\cdots x_n)} \quad \cdots\cdots (7.2.7)$$

任意地点Ｐの水位低下量の算定式

$$(H-h)=\frac{Q}{2\pi kD}\left\{\ell_n R-\frac{1}{n}\ell_n(x_1\cdot x_2\cdots\cdots x_n)\right\} \cdots (7.2.8)$$

ここに、Q：均等揚水における各ディープウェルの合計排水量（m^3/s）

n：ディープウェル本数

k：透水係数（m/s）

R：影響半径（m）

$x\cdot x_1\cdots\cdots x_n$：Ｐ点から各井戸までの距離（m）

H：影響圏Ｒの位置の水位高さ（m）

h：任意地点Pの水位高さ（m）

D：被圧帯水層の厚さ（m）

不圧地下水の場合

合計排水量の算定式

$$Q=\frac{\pi k\left(H^{2}-h^{2}\right)}{\ell_{n} R-\frac{1}{n} \ell_{n}\left(x_{1} \cdot x_{2} \cdots\cdots x_{n}\right)} \quad \cdots\cdots (7.2.9)$$

任意地点Pの水位低下量の算定式

$$(H-h)=H-\sqrt{H^{2}-\frac{Q}{\pi k}\left\{\ell_{n} R-\frac{1}{n} \ell_{n}\left(x_{1} \cdot x_{2} \cdots\cdots x_{n}\right)\right\}} \cdots (7.2.10)$$

ここに、記号は被圧地下水の場合と同じ

この各井戸の合計排水量Q_{o}を井戸本数nで除して、ディープウェル1本当たりの必要排水量q_{o}を求める。

$$q_{0}=\frac{Q_{o}}{n} \quad \cdots\cdots (7.2.11)$$

⑤ ディープウェル外壁付近の水位低下量の検討

ディープウェル1本当たりの揚水可能量の算定には、ディープウェル外壁付近の地下水位（図－7.2.24参照）が関係するために、干渉程度の大きい井戸外壁位置の水位低下量を次に示す群井の式より算出し、井戸外壁位置の水位を求める。

被圧地下水の場合

$$(H-h_{0})=\frac{Q}{2\pi k D}\left\{\ell_{n} R-\frac{1}{n} \ell_{n}\left(x_{1} \cdot x_{2} \cdots\cdots x_{n-1} \cdot \gamma_{w}\right)\right\} \cdots\cdots (7.2.12)$$

不圧地下水の場合

$$(H-h_{0})=H-\sqrt{H^{2}-\frac{Q_{0}}{\pi k}\left\{\ell_{n} R-\frac{1}{n} \ell_{n}\left(x_{1} \cdot x_{2} \cdots\cdots x_{n-1} \cdot \gamma_{w}\right)\right\}} \cdots\cdots (7.2.13)$$

ここに、$x_{1} \cdot x_{2} \cdots x_{n-1}$：水位低下を求める井戸から他の各井戸までの距離（m）

γ_{w}：ディープウェル半径（m）

h_{o}：井戸外壁付近の水位（m）

Q_{0}：各井戸の合計排水量（m^{3}/s）

k：透水係数（m/s）

R：影響半径（m）

H：影響半径Rの位置の水位高さ（m）

D：被圧帯水層の厚さ（m）

⑥ ディープウェル1本当たりの揚水可能量の検討

井戸外壁位置の水位から地下水面以下となるディープウェルのフィルター長さを求め、ディープウ

ェル１本当たりの揚水可能量を式（7.2.5）で計算する。

⑦　揚水可能量（q_w）と必要排水量（q_o）の比較検討

ディープウェル１本当たりの必要排水量（q_o）と揚水可能量（q_w）を比較し、揚水可能量が必要揚水量より大きいかまたは等しければ、手順②、③で設定したディープウェル計画で揚水が可能で所要の水位低下が得られる。しかし、揚水可能量が必要排水量より少ない場合は、手順②からディープウェルのフィルター長、径（井戸の揚水能力）、あるいは本数、配置を変えて、$q_w \geqq q_o$の条件が満足するまで計算をやり直す。

⑧　ディープウェル仕様の決定

ディープウェルの仕様を決めるにあたって、フィルター長は、初期排水を能率よく行うために余裕のある長さを設けておく。また、排水ポンプの選定にあたっては、初期排水量を考慮して計算した排水量の２～３倍見込んでおく。

ウェルポイント工法の設計方法[16)]

一方、地下水位低下工法の１つとして、負圧をかけて帯水層から地下水を吸引し、地下水位の低下量を４～６m程度以内に下げるウェルポイント工法がある。ディープウェル工法ほど大きな水位低下量を必要としない時の工法として有用である。　以下に、その設計法についての調査結果を示す。

ウェルポイント工法の設計手順は図－7.2.26の通りである。

①　排水量の検討

ウェルポイントの排水量の計算は、ヘッダーパイプで囲まれる排水区域を仮想井戸半径で仮定して、式（7.2.1）あるいは式（7.2.2）が最もよく使用される。

②　ウェルポイント１本当たりの揚水能力

ウェルポイント１本当たりの揚水能力q_w'は土質、真空度などによって大きく異なるので、現在のところ現場実験によって求める以外に正確な決定法はないようであるが、一般的な目安としては図－7.2.27や表－7.2.6、表－7.2.7に示す程度を考えている。

③　ウェルポイントの本数

ウェルポイントの本数ｎは次式より求める。

$$n = \frac{(2\sim3)Q}{q_w'} \quad \cdots\cdots (7.2.14)$$

ここに、　Q：定常状態の排水量（m^3/min）

q_w'：ウェルポイント１本当たりの揚水能力（m^3/min）

④　ウェルポイント間隔（ピッチ）

ウェルポイントの間隔ａは、0.8～2.0mを基準として次式で求める。

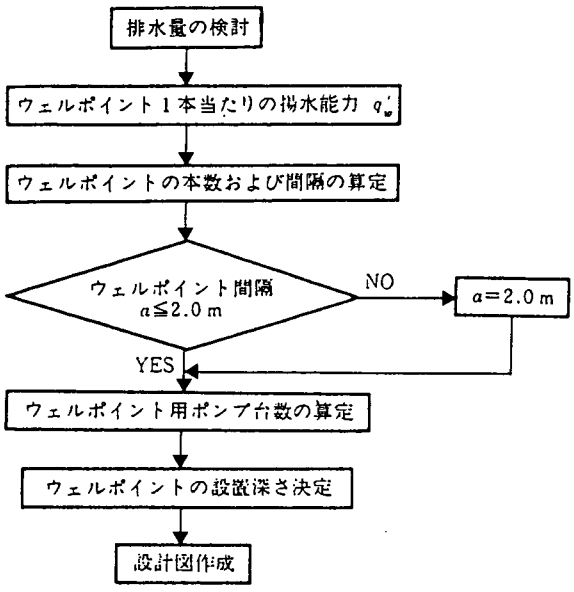
$$a = \frac{L}{n} \quad \cdots\cdots (7.2.15)$$

ここに、　Ｌ：ヘッダーパイプの長さ（m）

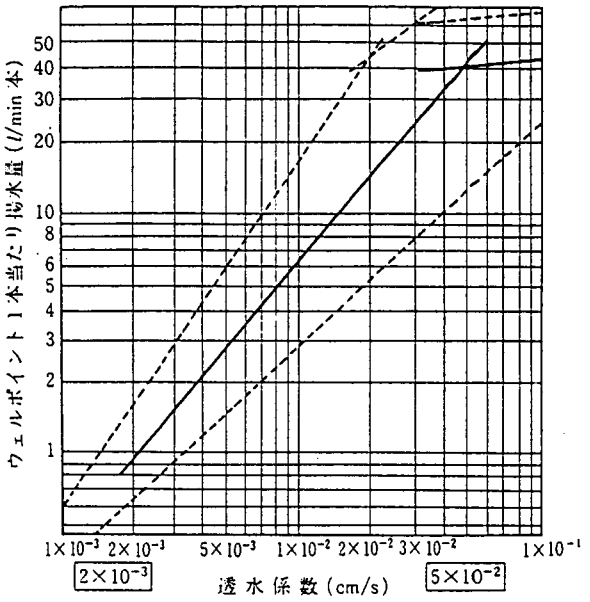
n：ウェルポイントの本数

⑤ ウェルポイント用ポンプ台数の算定

ウェルポイントポンプは、真空ポンプと排水ポンプ（ヒューガルポンプ）をセパレータータンクを介して組み合わせたものであり、ポンプ台数Nは、計算排水量Qと排水ポンプの公称排水量E（表－7.2.8参照）の70～80%としたものから次式で求める。



図－7.2.26 ウェルポイント工法の排水設計フロー[17)]



図－7.2.27 ウェルポイント・透水係数と揚水量の関係図表（実験による）[18)]

表－7.2.6 透水係数kとウェルポイント1本当たりの揚水能力qw'[19)]

k (m/s)	q_w' (m³/min)
1×10^{-5}	$(1\sim5)\times10^{-3}$
5×10^{-5}	$(5\sim10)\times10^{-3}$
1×10^{-4}	$(10\sim20)\times10^{-3}$
5×10^{-4}	40×10^{-3}

表－7.2.7 土質とウェルポイント1本当たりの揚水能力qw'[19)]

土質	q_w' (m³/min)
礫	$(50\sim70)\times10^{-3}$
砂礫	$(30\sim50)\times10^{-3}$
粗砂	$(20\sim25)\times10^{-3}$
砂	15×10^{-3}前後
細砂	$(8\sim10)\times10^{-3}$

表－7.2.8 ヒューガルポンプの排水量（E）と運転能力[20)]

口径 (mm)	口径 (in)	排水量(E) (m³/min)	運転動力 (kW)	運転動力 (HP)	備考
80	3	0.5	3.7	5	通常使用されているヒューガルポンプは，口径6 in，排水量2.5 m³/minのものである。
100	4	1.00	5.5	7.5	
125	5	1.50	7.5	10	
150	6	2.50	11.0	15	

$$N = \frac{(2\sim3)Q}{(0.7\sim0.8)E} \quad \cdots\cdots (7.2.16)$$

⑥ ウェルポイント設置深さの設定

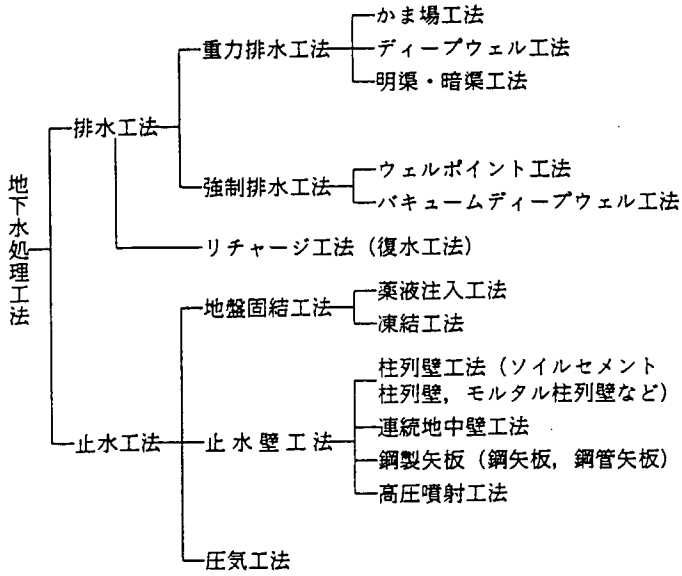
ウェルポイントの設置深さは、地盤が一様な砂質土であれば掘削面よりウェルポイント上端が1.0～1.5m以上入ったところまで打ち込み、掘削の下部が粘土層の場合は0.4～0.5m粘土層に打ち込む。掘削敷より下に粗砂、砂礫層がある場合には、ウェルポイントはその層まで打ち込む。

b. 補助工法を併用する場合の設計法

地下水位低下工法を単独で使用すると、地下水位低下の影響が広範囲に及び、井戸枯れや圧密沈下、放流能力など周辺に少なからず影響をもたらすことが懸念される。

そこで、表－7.2.9に示すような地下水処理工法の内、止水工法が補助工法として併用されている。この内、最も多用されている工法が止水壁工法である。ここでは、この止水壁工法を併用した場合の設計法について調査した結果を示す。

表－7.2.9 地下水処理工法の種類[21]



地下水対策として止水壁工法を採用する場合、主に問題となるのは、止水壁工法の根入れ長さである。止水壁工法で下部不透水層まで根入れがなされていれば、地下水による障害は妨げられる。

止水壁が山留め壁と併用される場合は、一般に側圧に対する構造検討やヒービングの安定、さらに地下水に係るボイリングや盤膨れについて検討し、地下水を遮水する上で十分な長さを不透水層に求める。（山留め設計施工指針）このように計画することにより、掘削敷周辺の地下水に与える水位低下の影響もほとんどなく、揚水量は掘削敷内の貯留水、降雨浸透水だけを考慮することにより、求められる。

一方、土留め壁の根入れが下部不透水層まで達していない場合の揚水量や周辺の地下水位低下量についての設計は、断面二次元浸透流解析や三次元浸透流解析によって求められている。

しかし、これらの解法は、いずれも均質な単一砂層であり、止水壁も完全遮水であることを前提とし

ている。地盤が砂と粘土の互層であったり、止水壁の透水性の考慮や根入れ位置の相違、止水壁で囲まれる平面形状の変化などに対しての揚水計画は、これらの解析に合わせた仮定のもとに、実務者がそれぞれ対処しているのが現状のようである。

c. 環境影響評価方法

地下水位低下による影響は、水位が低下することによる増加有効応力によって、地盤が圧密沈下したり、周囲の井戸枯れや放流能力が変化する現象となって現れる。

ここでは、水位低下によって生じる粘土層の圧密沈下および砂礫層の沈下（即時沈下）の評価方法、さらにその結果発生する不等沈下に対する基準について調査した結果について示す。

i） 水圧低下による粘土層の圧密沈下

いま、揚水による被圧帯水層の水圧の低下量を△Uとする（図－2.7.28中のＣＤが△Uに対応する）と、圧密沈下量Ｓは次式で与えられる。

$$S = H \cdot \frac{\Delta U}{2} \cdot m_U \quad \cdots\cdots (7.2.17)$$

ここに、Ｈ：粘性土層厚

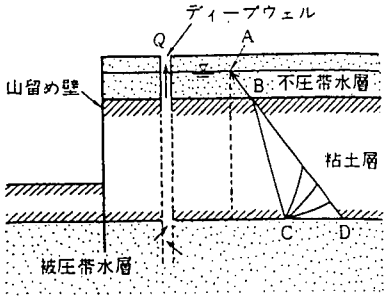
m_u：体積圧縮係数

式（7.2.17）は粘性土層の深度方向の中間点における式であるため、有効応力の増加量が（△U/2）になっている。

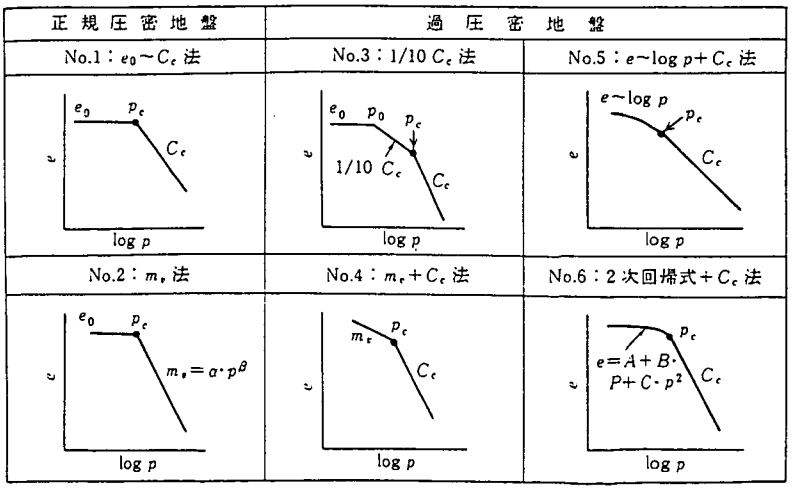
このほかに、圧密の最終沈下量の計算には図－7.2.29に示すように、正規圧密領域のみを考慮する方法、および正規圧密領域と過圧密領域を考慮する方法等種々の方法がある。地盤の粘性土の状態と対象構造物の関係より、現象に合わせて適切な方法を採用する必要がある。

ii） 水圧低下による砂礫地盤の弾性沈下

最近は、既時沈下を弾性変形につながる現象としてとらえ、予測値を施工管理に用いるための近似計算方法（式7.2.18）を用いて沈下解析がなされることが多い。



図－7.2.28 揚水による粘土層内の間隙水圧分布[22]



図－7.2.29 圧密沈下計算のための種々の方法[23]

$$\Sigma S = \Sigma H \times \frac{\Delta \sigma'}{E} \quad \cdots\cdots (7.2.18)$$

ここに、S　：ある土層の鉛直方向の変形層

$\Delta\sigma'$：ある土層の有効応力の変化

（$=\Delta u = \Delta h \cdot \gamma_w$、$\Delta h$：水位低下量）

E：ある土層の弾性波探査（ＰＳ検層）より求めた弾性係数

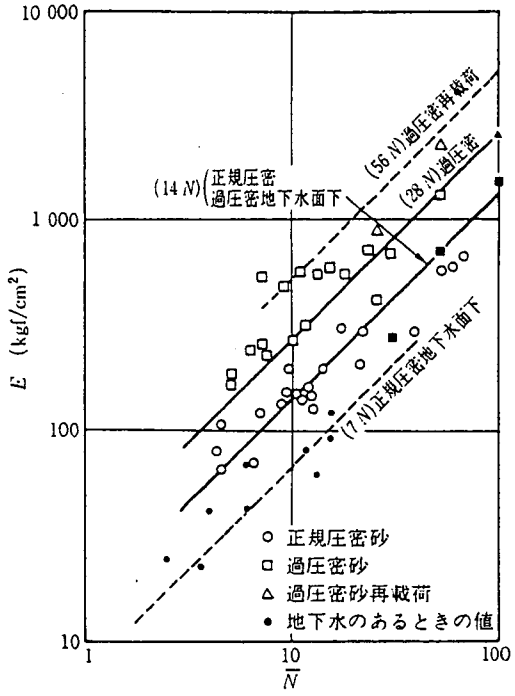
例えば、図－7.2.30が参考になる

ⅲ）　許容沈下量の評価

地下水位低下によって生じる全沈下量は、圧密による沈下＋即時沈下である。沈下の時間的経過によって生じる沈下が残留沈下であり、その平面的分布が不同沈下である。これらが有害な被害を生じないよう各々の構造物に対して影響を検討する必要がある。

不同沈下などによる段差の発生量と路面補修の必要性については、例えば表－7.2.10のような目安が示されている。

また、建物に対する有害なひび割れ発生に対する許容沈下量の基準としては、表－7.2.11が規定されている。



図－7.2.30　砂地盤のＥとＮの関係[24]

表－7.2.10　維持修繕要否判断の目標値[25]

項目 ＼ 道路の種類	段差 (mm) 橋	段差 (mm) 管渠
自動車専用道路	20	30
交通量の多い一般道路	30	40
交通量の少ない一般道路	30	—

表－7.2.11　許容相対沈下量（圧密沈下の場合）[26]

構造種別	コンクリートブロック造	鉄筋コンクリート造		
基礎形式	連続（布）基礎	独立基礎	連続（布）基礎	べた基礎
標準値	1．0	1．5	2．0	2．0～（3．0）
最大値	2．0	3．0	4．0	4．0～（6．0）

[注]（ ）は大きいはりせいあるいは2重スラブなどで十分剛性が大きい場合

(3)　まとめ

1)　地下水位低下工法の調査

a.　特許の調査

広域的液状化対策として地下水位低下工法を考える場合の参考に、特許内容を調査した。

その結果は前述したように、A～Dの4タイプに分類できそうである。

その中で、地下水位を定常的に下げておくタイプでは、とくに注目すべきアイデアといったものは見受けられないが、高減衰弾性体との組み合わせというアイデアは地下水位低下工法の特徴も生かした1つの利用法として面白い。

b. 工事例の調査

地下水位低下工法の適用例について科学技術文献（ＪＩＣＳＴ）で文献調査したが、参考となる事例報告は9件と意外に少なかった。

適用例としては、

・地下構造物構築のための掘削工事に伴う地下水位低下施工（8件）

・地滑り地帯での水位低下施工（1件）

であり、圧倒的に地下掘削工事に伴う仮設的な水位低下工法としての適用例が多く、液状化対策としての適用例を報告するものはなかった。

さらに、地下水の揚排水に伴う地下水障害と対策について記述するものが多く、地下水位低下工法を適用する場合には、周辺環境への影響評価と対策が重要であることがわかった。

2) 地下水位低下工法の設計法に関する調査

止水壁などの補助工法を併用しないで地下水を強制低下させる場合の設計法として、ディープウェル工法と、②ウェルポイント工法の設計法について調査した。

その結果、両者とも設計法としては確立されているが、土質と影響圏半径の決め方やウェル本数（間隔）、設置位置などについては経験的な仮定が多いことがわかった。

さらに、止水壁などの補助工法を併用した場合の設計法についても調査した。

その結果、地盤が単純で止水壁も完全に不透水層に根入れされている場合の設計法は確立されているが、地盤が砂や粘土の互層であったり、止水壁の透水性の考慮や根入れ位置の相違、止水壁で囲まれる平面形状の変化などに対しての揚水計画は、2次元浸透流解析や3次元浸透流解析あるいは模型実験などにより、実務者がそれぞれに対処しているのが現状のようであることがわかった。

しかし、いずれにしても地下水位を定常的にある一定レベルに保つための揚水計画という観点で見れば、地下水位低下工法を液状化対策に適用する際に、特に問題視しなければならないということはなさそうである。

また、地下水位低下に伴う周辺地盤の環境影響評価として、最も問題となる沈下の計算法と許容沈下量についての調査を行った。地盤条件や構造物条件に応じた計算法や基準値が提案されていることがわかった。

（大林組）

参考文献

1) 福田圭男、田井俊生、「ＪＳＧ工法による地盤改良の施工報告」、銭高組技報、No. 17, p. 172～178, 1992

2) BERKHOUT H C, WUNDERATZKE W, 「Grundwasserduekerung bei unterirdischen bauwerken. Insbesondere bei Tunnelbauwerken , die ganz oder teilweise unter dem Grundwasserspiegel liegen. 」（地中構造物における地下水逆サイフォン　特に全部あるいは一部が地下水面下にあるトンネルの場合）、Tiefbau Ingenieurbau Strassenb. vol. 32 、no. 9, p. 638～642 、1990
3) 栗原宏武、鬼木剛一、「特集　基礎の施工と地下水　揚排水工法の現状」、基礎工、VOL. 18、NO. 8、p. 62～67、1990
4) 大島洋志、「トンネル工事の計測　V　地下水の変動調査」、土木施工、VOL. 28、NO. 10 、p. 413 ～417 、1987
5) 仲野昭次郎、板垣宏一、武田建悦、「保孔管の目詰まりとその原因」、治山研究発表会論文集、VOL. 24, p. 276 ～277 、1985
6) 大利三男、谷本富重、沖本和夫、「改修工事における事例」、四国地方建設局管内技術研究会論文集、VOL. 28, p. 12. 1～12. 12、1985
7) 村上司、木原明、黒木俊一、「国鉄架道橋下におけるシールド掘進工事について」、土木学会年次学術講演会講演概要集　第3部、VOL. 39、p. 579 ～580 、1984
8) 工藤伸司、「架道橋新設に伴う被圧水対策　千歳線島松架道橋」、鉄道土木、VOL. 26、NO. 1、p. 29～33、1984
9) 村田治、「各都市地盤特性と基礎・山止め工事例集　福岡市高速鉄道2号線医学部停車場山止め工事」基礎工、VOL. 9 、NO. 12、p. 92～101 、1981
10) 土質工学会、「根切り工事と地下水ー調査・設計から施工までー」、p. 178 、平成3年1月
11) 文献10)、p. 177 ～p. 191
12) 文献10)、p. 182
13) 松尾新一郎、河野伊一郎：地下水位低下工法（改訂増補）、鹿島出版会p. 75、1979
14) 土質工学会編：土と基礎　実用公式・図表の解説ー第1回改訂版ー、p. 398 ～p. 408 、1987
15) 文献14)、p. 402
16) 文献10)、p. 209 ～p. 213
17) 土質工学会編：土と基礎　実用公式・図表の解説ー第1回改訂版ー、p. 407 、1987
18) 金田宏、小林信治、中村哲郎、浜本久利：海岸に近接した地下工事の水替え、建築の技術施工、p. 44～51、1988. 11
19) 日本ウェルポイント協会：第2回（昭和53年度）ウェルポイント施工技士検定試験テキスト、1978
20) 土質工学会、「根切り工事と地下水ー調査・設計から施工までー」、p. 211 、平成3年1月
21) 文献10)、p. 171
22) 文献10)、p. 158
23) 文献10)、p. 159
24) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、p. 153 、

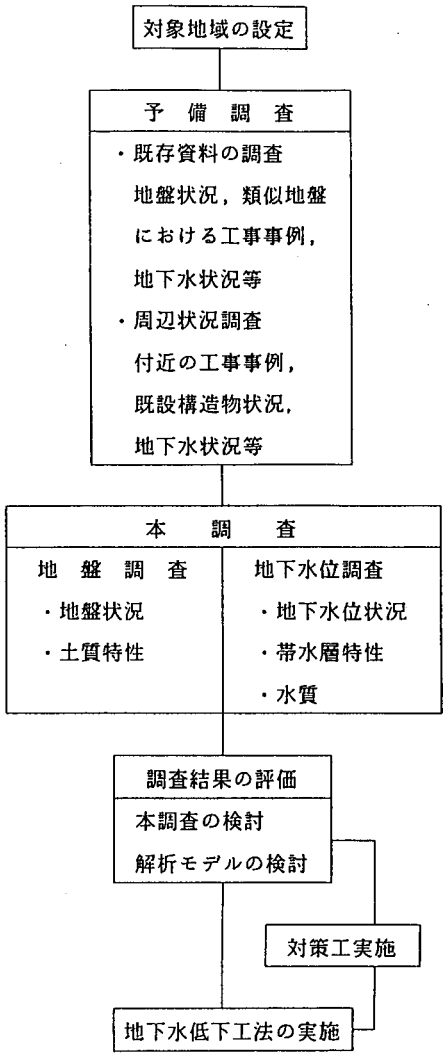
25）（社）日本道路協会、道路土工　軟弱地盤対策工指針、p. 203 、昭和61年11月
26）日本建築学会、建築基礎構造設計基準・同解説、1974改定版、p. 171

7.2.3　周辺環境への検討手法の調査

地下水位低下工法を実施した場合の周辺への影響検討の調査より、対策工を実施するまでの流れを図－7.2.31に示す。

予備調査は、既存資料の調査と周辺状況調査よりなっている。

既存資料の調査は、地盤状況・類似地盤の工事例・地下水状況などに関する資料、文献の収集と整理である。地盤状況を把握するには、各官公庁により編集された既刊都市地盤図一覧（表－7.2.12）が活用できる。また類似地盤の工事事例も対象工事における地盤変形問題、地下水の揚水計画などの重要な情報となる。周辺状況調査における付近の工事事例は、類似地盤と同様な調査事項が必要となるが、対象工事場所に近いだけ重要な情報となる。既設構造物状況の調査は、対象工事場所において地下水低下を実施した場合、杭基礎がない低層な建物などは、地盤の変形により障害が発生する事がある。表7.2.11（圧密粘土層上の建物の限界値）に示された値を越えた場合、有害なひびわれが発生する可能性が高い。しかし建物被害は地盤条件・基礎形式・構造物の特性で異なる為、現地調査を実施する必要がある。



図－7.2.31　周辺環境検討フロー

本調査は、予備調査を踏まえ実施される。

本調査ではボーリング調査を実施する。この目的は地盤構成と帯水層と地下水位の確認にある。透水層・不透水層の構成の確認も重要である。既存構造物状況や地下水低下の実施による地盤変形の状況によっては、止水壁を構築するなどの対策工法の実施が必要となる。その際、止水壁は不透水層に定着させる事が望ましく、そのため不透水層の深度は重要な情報となる。また、土質試験による圧密係数、透水係数などの土質定数を使い設定されたモデルにて解析を行い、地下水の変化、地盤変形などの評価を行う。評価結果により地下水脈や既存構造物への影響が心配される場合、補助工法（7.2.4　補助工法の調査）の検討を行う。

（竹中工務店）

参考文献

1)　土質工学会：根切り工事と地下水，P.14～17，平成3年

表－7.2.12　既刊都市地盤図一覧[1)]

編　集・製　作　者	発行	書　　名	発　行　所
東京地盤調査研究所	1959	東京地盤図	技報堂
竹原平一・森下晶・糸魚川淳二	'62	名古屋港の地盤	名古屋港管理組合
建設省・愛知県・三重県	'62	伊勢湾北部臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省・三重県	'62	伊勢湾南部臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省・愛知県	'63	愛知県三河地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・富山県	'63	富山県射水地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・茨城県	'64	茨城県鹿島地区の地盤	大蔵省印刷局
千葉県葛南開発工事事務所	'64	京葉港の地盤	千葉県葛南開発工事事務所
建設省・広島県	'64	広島市広島地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・徳島県	'64	徳島臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省・宮城県	'65	仙台湾臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省・愛知県	'65	愛知県一宮地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・愛知県	'65	愛知県衣浦地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・愛媛県	'65	愛媛県東予地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・福島県	'66	福島県常磐地区の地盤	大蔵省印刷局
名古屋地盤研究会	'66	名古屋とその周辺の地盤(1) 研究報告	名古屋地盤調査会
日本建築学会近畿支部・ 土質工学会関西支部	'66	大阪地盤図	コロナ社
建設省・山口県	'66	山口県周南地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・新潟県	'67	新潟地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・鳥取県・島根県	'67	中海臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省・宮崎県	'67	宮崎県日向・延岡地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・北九州市	'68	北九州市地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・茨城県	'69	茨城県水戸・日立地区の地盤	大蔵省印刷局
千葉県・開発局	'69	京葉工業地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省・東京湾総合開発 協議会	'69	東京湾周辺地帯の地盤	大蔵省印刷局
名古屋港管理組合	'69	名古屋港臨海地帯の地盤	名古屋港管理組合
名古屋地盤調査研究会	'69	名古屋地盤図	コロナ社
建設省・鹿児島県	'69	鹿児島・姶良地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省・青森県	'70	青森県八戸・三沢地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省名古屋技術事務所	'71	濃尾平野の地盤資料	(社)中部建設弘済会
長野県建築士会	'73	長野市の地盤図	カショ印刷
東北農政局	'78	山形県水文地質図集	市販されていない
東北農政局	'78	徳島県水文地質図集	市販されていない
東北農政局	'80	宮城県および岩手県水文地質図集	市販されていない
神戸市	'80	神戸の地盤	神戸市
建設省北陸技術事務所	'81	新潟平野部の地盤図集	(社)北陸建設弘済会
大田区役所土木部	'70	大田区地盤地質、地下水調査報告	大田区
飯塚市地盤図作成委員会	'71	飯塚市地盤図	飯塚市地盤図作成委員会
日本建築学会九州支部・熊本 支所熊本地盤図編集委員会	'71	熊本地盤図	日本建築学会九州支部・ 熊本支所熊本地盤図編集 委員会
山口県立山口博物館	'75	山口県の地質	大村印刷(株)
東京都	'76	東京都総合地盤地質図 （三多摩地区）	都防災会議地震部会
東京都土木技術研究所	'77	東京都総合地盤図－１	技報堂
建設省中部地方建設局名古屋 技術事務所	'78	濃尾平野の地盤資料	建設省中部地方建設局 名古屋技術事務所
建設省北陸地方建設局北陸技 術事務所	'79	富山県平野部の地盤図集	(社)北陸建設弘済会
宮崎市	'79	宮崎市地盤図	宮崎市
東北農政局計画部	'80	宮城県および岩手県水文地質図集	東北農政局計画部
日本鉄道建設公団新潟新幹線 建設局	'80	上越新幹線（水上・新潟間） 地質図	日本鉄道建設公団新潟新幹 線建設局
川崎市	'81	川崎市環境地質図調査報告書	川崎市公害局水質課
技術研究開発委員会	'81	中部電力管内地盤調査報告書 （濃尾地区、伊勢地区）	中部電力
関東地方知事会	'83	関東地方広域地下水位等 調査報告書	関東地方公害対策推進本部
九州地質調査業協会福岡市地 盤図編集委員会	'81	福岡市地盤図	
建設省筑波研究学園都市営繕 建設本部	'81	筑波研究学園都市地盤図	(財)建築保全センター
横浜市公害研究所	'88	横浜市軟弱地盤層調査報告	横浜市公害研究所

7.2.4　補助工法の調査

幹線道路を地震時の液状化より守るために、地下水を低下させた場合、地盤条件によっては地盤沈下が発生し、周辺建物等に被害がでることがある。これらの対策としては地下水を低下させるエリアを限定させ、その影響を他のエリアに与えない事である。その方法としては、地下工事によく使われる山留工法により止水壁を構築する事により、地下水低下エリアを限定させる事ができる。又、止水壁を構築する事により揚水量を小さくする事ができ、ランニングコストが安くなる。

表－7.2.13　山留工法[1)]

使用条件 / 山留め壁の種類	地盤条件			規模		剛性・止水性		公害			工期・工費	
	軟弱層	礫岩層	地下水のある層	深い	広い	壁の曲げ剛性	止水性	騒音・振動	周辺地盤の沈下	排泥水の処理	工期	工費
親杭横矢板壁	×	◎	×	×	○	×	×	×	×	◎	◎	◎
鋼矢板壁	◎	×	○	○	○	○	○	○	○	◎	◎	◎
場所打ちRC柱列壁	◎	○	○	◎	◎	◎	○	○	◎	×	×	×
既成ｺﾝｸﾘｰﾄ柱列壁	○	○	○	○	×	○	×	○	○	○	○	○
ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ柱列壁	○	○	○	○	○	○	◎	○	○	○	◎	◎
場所打ちRC地中壁	◎	○	○	◎	◎	◎	◎	○	◎	×	×	×

◎：有利　○：普通　×：不利

止水壁により地下水を遮断した場合に発生すると考えられる障害について、表－7.2.14に示す。障害内容としては、井戸の枯渇、汚染、水量の悪化が大部分を占めている。

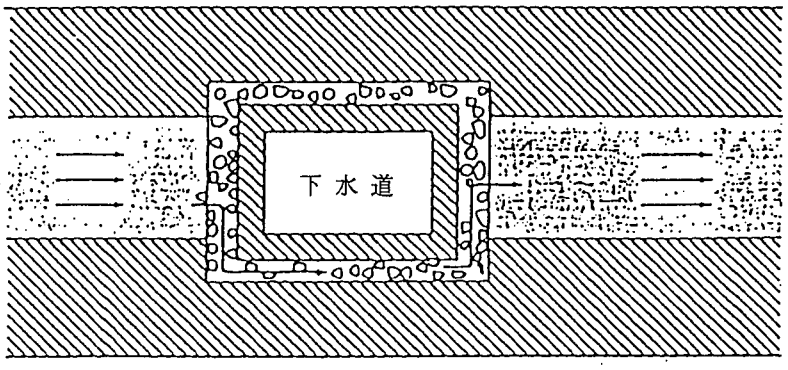
地中構造物による地下水の遮断対策としては、復水工法がある。

図－7.2.32は地中構造物の回りに通水層を設ける事により地下水の対策をする例である。

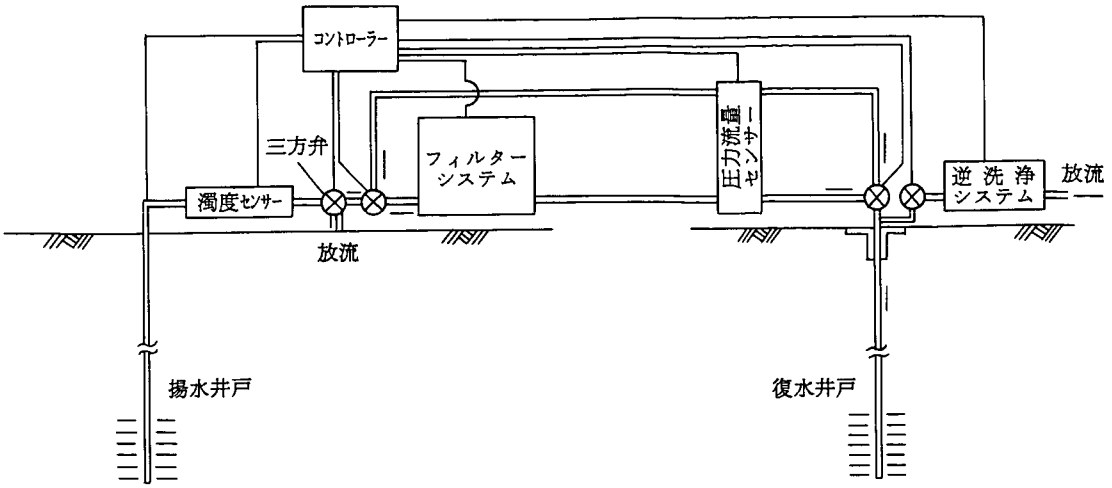
図－7.2.33は地中構造物の上流より揚水し、下流に注水する方法である。

表－7.2.14　昭和50、51年に補償処理された工種・工法別地下水障害[2)]

工種・工法 ＼ 地下水障害の内容 区分	井戸の枯渇	自噴の停止泉	井戸の汚濁	ﾌｨﾙﾀｰのｶｯﾄによる水量の悪化	下地案及盤状び沈	水温減量度少の湧	計
道路トンネル	15			3			18
清水トンネル	10		2				12
下水道・シールドトンネル	18		2	11			31
鉄道トンネル	149	4	3	2		2	160
農地開発トンネル	23			1			24
道路路床掘削	12		5		1		18
砂防・地辷対策掘削	39		1	1			41
農地開発掘削	63			2			65
道路橋梁	7						7
鉄道高架・橋梁	214						214
道路切取	16		5				21
土地造成切取	4						4
河川・ダム・港湾切取	27		5				32
砂防・地辷り切取	12						12
鉄道切取	19		1				20
農地開発切取	14		3				17
道路現場打杭	5		4				9
土地造成・軟弱地盤改良	4		1				5
河道・護岸掘削	57		6				63
下水道・フーチング基礎工	8		3				11
河川･ﾀﾞﾑ･港湾地下水位低下工	11		5	7			23
砂防･地辷対策地下水位低下工	13						13
下水道開削工	10						10
鉄道開削工	7		1	3			11
その他の工法	53		9	5			67
計	810	4	56	36	1	2	908



図－7.2.32　地中構造物周囲の迂回浸透[2)]



図－7.2.33　注水能力維持システム[2)]

（竹中工務店）

参考文献

1)　日本建築学会：山留め設計施工指針、1988年

2)　建築省土木研究所：地下空間建設における地下水環境の保全マニュアル（案）共同研究報告書第81号、平成5年3月

7.2.5　広域的地盤調査方法の調査

広域的液状化対策工法を対象とする場合、次の3つの段階で地盤調査を行う必要がある。

①　要対策地区を抽出する段階

②　対象地区の現況を調査する段階

③　広域的液状化対策工法を具体的に検討および設計する段階

入手できる地盤に関する情報は①の段階では少なく、②，③と進むにしたがって増えるのが一般的である。同様に、その情報から導き出される調査結果も順を追って詳しいものが必要となる。

ここでは、地盤調査について各段階毎に検討を行うことにする。

(1)　要対策地区の抽出に際しての地盤調査

要対策地区の抽出・選定は、多くの場合、都道府県単位など広い範囲を対象とした液状化マップなどを利用して行われることが想定される。そこに示されている地盤情報は、一般的に次の4つの項目である。

〔得られている情報〕①　土層の構成（各土層毎に土層種別、上面下面の深度）

②　標準貫入試験（N値）結果

③　各土層の礫，砂，シルト，粘土の含有量

④　孔内水位

一方、要対策地区を抽出・選定する際に必要な地盤情報は次の項目である。

〔必要な情報〕　①　地盤の土層断面

②　N値

③　砂地盤の密度、透水性、細粒分含有量の目安

④　地下水位面の深さ

上記の2つの情報グループの①～④をそれぞれ比較すると、③以外の項目はほぼ直接的に対応している。したがって、以下に示す方法で③の項目を推定できれば、地盤に関しては要対策地区を抽出・選定することが可能である。

1)　与えられた情報と基本的な考え方

礫，砂，シルト，粘土の含有率　G，S，M，C(%)が与えられた場合、図－7.2.34に示す粒径加積曲線の上で●印で表示した3つの点が得られる。最も簡単な方法として、この各点を線分（破線）で結んだ折れ線で、粒径加積曲線を近似することが考えられる。この方法で推定する式を次に示す。

礫　分含有率（%）G　〔粒径2.0 mm以上〕

砂　分含有率（%）S　〔粒径0.074mm～2.0 mm〕

ｼﾙﾄ 分含有率（%）M　〔粒径0.005mm～0.074 mm〕

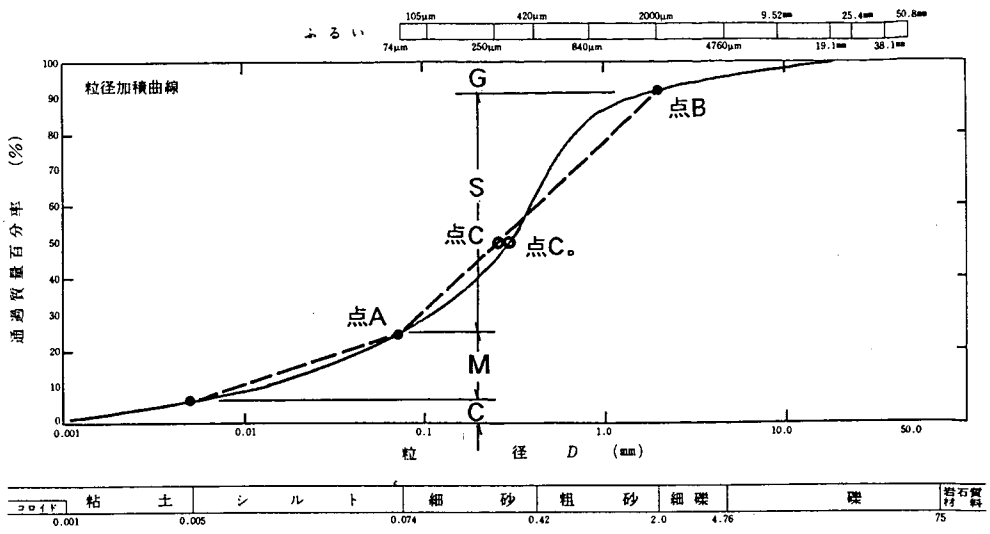
粘土分含有率（%）C　〔粒径0.005mm以下〕

ただし、G＋S＋M＋C＝１００%

2)　必要な地盤情報の項目と算出する数式

①　平均粒径　D_{50}(mm)

（C≧50%の場合）　　D_{50}＝0.005 mm



図－7.2.34　粒径加積曲線と近似折れ線の関係

（C＜50%≦C＋Mの場合）　$D_{50}=0.005\times10^{1.170(50-C)/M}$ mm …… (7.2.19)

（C＋M＜50%＜C＋M＋Sの場合）　$D_{50}=0.074\times10^{1.432(50-(C+M))/S}$ mm … (7.2.20)

（G≧50%の場合）　$D_{50}=2.0$ mm

② 10%粒径（有効径）　D_{10}(mm)

（C≧10%の場合）　$D_{10}=0.005$ mm

（C＜10%≦C＋Mの場合）　$D_{10}=0.005\times10^{1.170(50-C)/M}$ mm …… (7.2.21)

（C＋M＜10%＜C＋M＋Sの場合）　$D_{10}=0.074\times10^{1.432(50-(C+M))/S}$ mm … (7.2.22)

（C＋M＋S≦10%の場合）　$D_{10}=2.0$ mm

③ 細粒分含有量　$F_c=C+M$ (%)

ここで、礫分Gが0%の場合には、(D_{max}, 100%) と(0.074mm, C＋M) を結ぶ線分を、粘土分Cおよびシルト分Mが0%の場合には、(D_{min}, 0%)と(2.0 mm, C＋M＋S) を結ぶ線分を内分する。なお、D_{max}およびD_{min}は 最大粒径と最小粒径を示しており、値が与えられていない場合はそれぞれ 2.0mm、0.005mmとする。

次に、図－7.2.34の場合を一例として取り上げて、式 (7.2.20) を誘導する。

・C＝6.4%, M＝20.1%, S＝64.7%であるから、粘土分とシルト分を足したC＋Mは26.5% で50% を越えず、それに砂分を加えたC＋M＋Sは91.2% と50% を越えている。

すなわち、0.074mm 以下の粒子の質量百分率y_A は26.5% であり、2.0mm 以下の粒子の質量百分率y_B は91.2% である。それぞれ、粒径加積曲線上で点A，点Bを占め、(log D, y) で示したx，y座標は、それぞれ次のように表すことができる。

A：(log 0.074, y_A) ＝ (log 0.074, C＋M　) ＝ (log 0.074, 26.5)

B：(log 2.0 , y_B) ＝ (log 2.0 , C＋M＋S) ＝ (log 2.0 , 91.2)

・求めたい平均粒径D_{50}は、0.074mm から2.0mm の間にあり、粒径加積曲線上の点C。で示される。簡便に算出するために、曲線ＡＢに代わって線分ＡＢで近似して点Cを求める。

・一方、線分ＡＢとｙ＝50% の交点Ｃは、線分ＡＢを50－(Ｃ＋Ｍ)：Ｃ＋Ｍ＋Ｓ－50の比に内分する点である。したがって、点Ｃの座標 ($\log D_{50}$, 50) は次式で表される。

$$\log D_{50}$$
$$= [(C+M+S-50)\cdot \log D_A + \{50-(C+M)\} \cdot \log D_B] / [(C+M+S-50) + \{50-(C+M)\}]$$
$$= [\log 0.074 \cdot (C+M+S-50) + \log 2.0 \cdot \{50-(C+M)\}] / S$$
$$= [-1.131 \cdot (C+M+S-50) + 0.301 \cdot \{50-(C+M)\}] / S$$
$$= [(0.301+1.131) \cdot \{50-(C+M)\} - 1.131 \cdot S] / S \quad \cdots\cdots (7.2.23)$$

・すなわち、次式が導かれる。

$$D_{50} = 10^{1.432 \cdot (50-(C+M))/S - 1.131} \quad \cdots\cdots (7.2.24)$$
$$= 10^{-1.131} \cdot 10^{1.432 \cdot (50-(C+M))/S}$$
$$= 0.074 \cdot 10^{1.432 \cdot (50-(C+M))/S} \quad \cdots\cdots (7.2.20)$$

・具体的な数値を代入すれば、D_{50}＝ 0.25㎜ が計算される(測定値 0.30㎜)。他の式も同様に導くことができる。

これらの推定式の精粗の度合いを検討するために、佐原，知多，袖ヶ浦の砂質土を例に、計算結果と粒度分析結果を比較したものを表－7.2.15および表－7.2.16に示す。

表－7.2.15　各砂質土の粒度構成

採取場所	佐原	知多1	知多2	袖ヶ浦
礫　分　G	2.8 %	1.6 %	8.8 %	3 %
砂　分　S	93.5	93.6	64.7	83
ｼﾙﾄ分　M	3.7	4.8	20.1	5
粘土分　C	0.0	0.0	6.4	9

表－7.2.16　試算結果と（試験結果）の比較（単位：㎜）

採取場所	佐原	知多1	知多2	袖ヶ浦
平均粒径D_{60}	0.38 (0.28)	0.36 (0.44)	0.25 (0.30)	0.31 (0.20)
10%粒径D_{10}	0.092 (0.100)	0.089 (0.154)	0.008 (0.011)	0.009 (0.013)

上記の結果から、粒径加積曲線を折れ線で近似する単純な方法でも、ほぼ有効数字１桁の精度で推定できることが確かめられた。

3)　推定する地盤情報の項目

①　単位体積重量

要対策地区を抽出・選定する段階では、土層種別に応じて次の定数値を用いる。

（砂質土）　$\gamma_t = 2.0\ tf/m^3$

（粘性土）　$\gamma_t = 1.5\ tf/m^3$

② 透水係数

均等係数U_c（$=D_{60}/D_{10}$）が2以下の均等な粒度配合をもつ砂の透水係数kとして、次の Allen Hazen（アレン ヘーゼン）の実験式が提案されている[1]。

$$k\ (cm/sec) = 100 \sim 150 \cdot (D_{10}(cm))^2 \quad \cdots\cdots (7.2.25)$$

ここでは、係数の値として平均的な120 の値を採用して、次式を用いることにする。

$$k\ (cm/sec) = 120 \cdot (D_{10}(cm))^2 \quad \cdots\cdots (7.2.26)$$

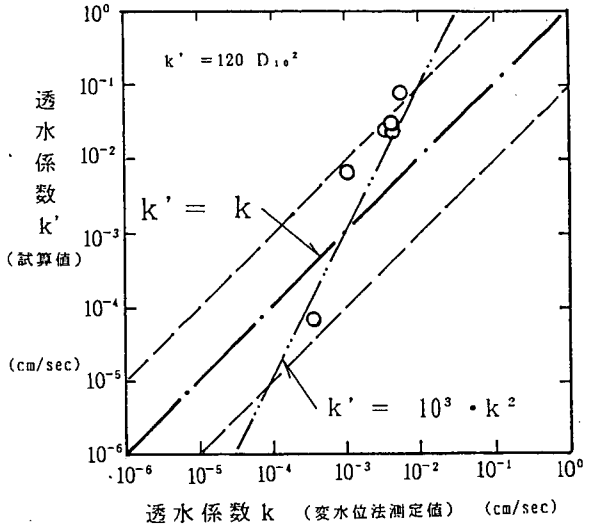
上記の知多の現場において実施した変水位法による透水係数の値と、上式を用いて求めた計算値の比較を図－7.2.35に示す。

この例では0.1～10倍の範囲に入っている。透水係数の値のオーダをほぼ知ることができると考えるべきであろう。

なお、一般性があるか否かを検討する必要があろうが、この例では計算式を次の形にすることで精度を上げることができる。

$$k' = 10^3 \cdot k^2 \longrightarrow$$

$$k\ (cm/sec) = 0.35 \cdot D_{10}(cm) \quad \cdots (7.2.27)$$



図－7.2.35　透水係数の試算値と測定値の関係

(2) 対象地区の現況調査に際しての地盤調査

1) 必要な地盤情報の項目と精度

この段階で必要な地盤情報の項目は、次に示すように要対策地区を抽出・選定する際と変わらないが、その精度はより細やかにする必要がある。

① 地盤の土層断面

② 砂地盤の密度、透水性、細粒分含有量、単位体積重量、透水係数

③ 地下水位面の深さ

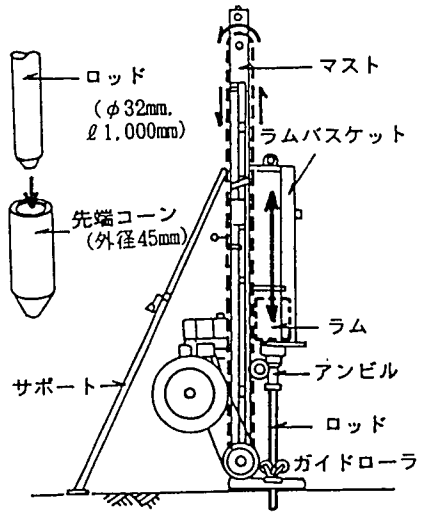
2) 広域性に配慮した地盤調査

① 標準貫入試験およびその他の原位置地盤調査方法

標準貫入試験は液状化に関する最も一般的な調査方法であり、実際の地震による被災状況に関する記録も豊富である。しかしながら、通常は1mピッチで測定されるため測定間隔がやや粗く、細やかな土層変化を表現することができない短所を有している。一方、広域性を配慮した場合には、ボーリングを伴うため迅速性に欠ける点を挙げることができる。

この欠点を補うものとして、コーン貫入試験が考えられる。後述するように、昨年度の報告書で中心的に取り上げた。

ここでは、更に簡便な方法として図－7.2.36に示すオートマチックラムサウンダーを用いることを推奨したい[2]。その理由を表－7.2.17に示す。



図－7.2.36　オートマチックラム
サウンダーの概要

表－7.2.17　オートマチックラムサウンダーの特徴

- 簡便で施工性に優れており、経済的である
  （１日あたり２０ｍ×３か所程度は実施できるので、ボーリングに比べて１０倍以上調査できる）
- 標準貫入試験結果との対応が取り易い
  （砂質土では$N = N_d$の関係がほぼ成り立つので、N値と関連づけた従来の関係式を利用できる）
- 貫入力が大きく適用できる土質の範囲が広い
  （N値が50以上の砂層でも２～３ｍは貫入できる。コーン貫入試験の貫入力不足を補完できる）

ちなみに、N_d 値は、図－7.2.36に示す63.5kgのラム（標準貫入試験と同じ）を高さ50cm（標準貫入試験の２／３）から自由落下させて、ロッドが20cm（標準貫入試験の２／３）貫入するのに要する打撃回数N_{dm}から周面摩擦力に相当するN_{mantle}を引いたものである[3]。

$$N_d = N_{dm} - N_{mantle}$$
$$= N_{dm} - 0.004 \cdot M_v \quad \cdots\cdots (7.2.28)$$

ただし、M_v ：回転トルク(kgf･cm)

② コーン貫入試験を中心とした調査方法のまとめ

広域的液状化対策を対象とする地盤調査方法としては、コーン貫入試験が総合的に優れていることを昨年度の報告[4]で示した。その概要は次のようにまとめられる。

- 簡便な土層判定法
  （三成分コーン試験結果を利用したプラダンの方法[5]によって判定する）
- 地下水位面の調査方法
  （三成分コーン試験機を引き抜く際に放置して水位を測定する[6]）
- コーン貫入試験の汎用性の拡大（貫入力不足への対応策）
  昨年度の課題として残った点であるが、図－7.2.36に示したオートマッチックラムサウダーを併用する方法が有効であることを示す事例[2]が紹介されている。
  （オートマチックラムサウンダーでコーンが貫入不能に陥った土層に先行孔を開け、これを利用してコーンを貫入させる）

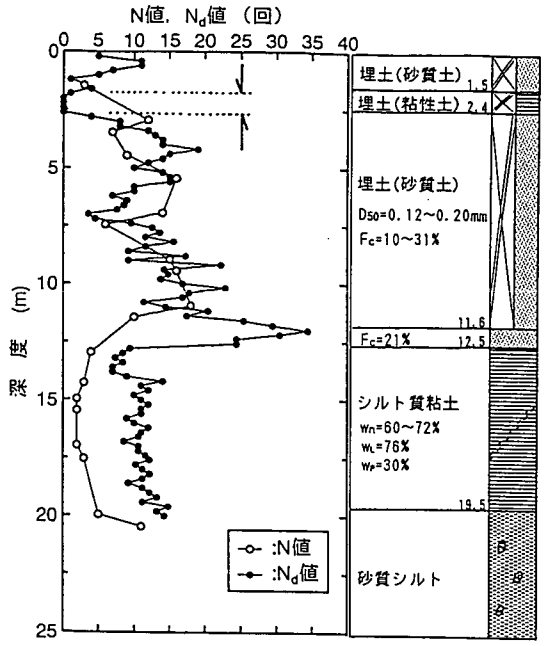
③ オートマチックラムサウンダーを利用した調査方法

横浜のある埋立地において、標準貫入試験とオートマチックラムサウンディング試験を実施した。

砂地盤に対して、$N = N_d$ の関係が認められた（図－7.2.37）[2]。砂質地盤でこの関係がほぼ成り立つことが知られている[6]。したがって、標準貫入試験結果（N値）に関連づけられた液状化に関する各種の関係式を用いることができる。

④　各調査方法の評価

上記の①標準貫入試験，②コーン貫入試験，③オートマチックラムサウンディング試験の特性を評価したものを表－7.2.18に示す。オートマチックラムサウンディング試験は地下水位を測定することはできないが、調査に要する時間が標準貫入試験の１０分の１程度と広域的地盤調査に必要な迅速性に優れている。したがって、標準貫入試験やコーン貫入試験などと組み合わせて用いれば、広域的地盤調査方法として極めて有望である。



図－7.2.37　横浜の埋立地における
N値とNd値の測定結果

表－7.2.18　各種地盤調査方法の特性比較

	調査費用，調査時間	液状化判定の信頼性	硬質地盤への対応性	細やかさ	地下水位測定等
①標準貫入試験	△	◎	◎	○	○
②コーン貫入試験	○	○	△	◎	△
③ｵｰﾄﾏﾁｯｸﾗﾑｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ	◎	○	○	○～◎	×

(3)　広域的液状化対策工法の検討に必要な土質特性の把握方法

対策工法を検討する上で知ることが望まれる地盤情報の項目を次に挙げ、現時点で考えられる範囲でその取扱い方を示す。

1)　砂の過圧密比（ＯＣＲ）の推定方法

液状化に対する広域的地盤対策工法として地下水位低下工法が最も有望と考えられている。この工法の実施に伴う地盤沈下（圧縮）量は、地盤内の有効応力の増加が過圧密状態の範囲であれば問題が生じ

ない程度に小さく、正規圧密状態まで増加する場合には沈下量の大きさが問題になると考えられる。

したがって、過圧密比ＯＣＲの値が分かれば、次の式から過圧密状態に留まる最大の地下水位低下量Δh_wを求めることができる。

$$OCR = \sigma_v' / \sigma_{v0}' = (\sigma_{v0}' + \gamma_w \cdot \Delta h_w) / \sigma_{v0}' \quad \cdots\cdots (7.2.29)$$

$$\longrightarrow \quad \Delta h_w = (OCR - 1) \cdot \sigma_{v0}' / \gamma_w \quad \cdots\cdots (7.2.30)$$

ただし、σ_{v0}'：初期の有効土被り圧

σ_v'　：地下水位低下後の有効土被り圧（$= \sigma_{v0}' + \gamma_w \cdot \Delta h_w$）

γ_w　：水の単位体積重量

標準貫入試験などサウンディングの値から直接このＯＣＲの値を示す式は、現在のところ知られていないので、不撹乱試料に対する圧密試験によってＯＣＲを求めることが考えられる。しかし、不撹乱の砂試料に対する圧密試験は例が少なく実用的とは言いがたい。

ここでＯＣＲの値を推定する目的は、対策工の実施による沈下量を許容できる範囲に止めることである。De Beer によれば、砂層の沈下量は標準貫入試験のＮ値を使って次式で計算したものが実際によく合うとされている[7]。ただし、記号は上式に合わせて置き換えを行った。

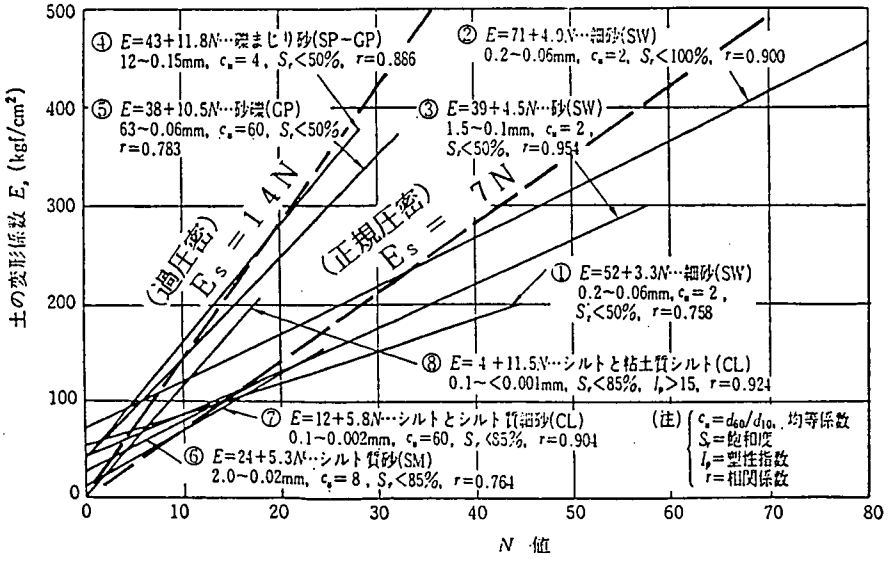
$$S = 0.4 \int (\sigma_{v0}' / N) \cdot \log (\sigma_v' / \sigma_{v0}') \cdot dh$$

$$= 0.4 \int (\sigma_{v0}' / N) \cdot \log ((\sigma_{v0}' + \gamma_w \cdot \Delta h_w) / \sigma_{v0}') \cdot dh \quad \cdots\cdots (7.2.31)$$

ただし、ｄｈ（Δh）：対象となる地盤要素の厚さ

σ_{v0}' の単位：kgf/cm^2　（単位がtf/m^2の場合には係数が0.04）

一方、Ｎ値から地盤の変形係数E_sまたは体積圧縮係数m_vを求めて、沈下量を推定することも考えられる。Schultze and Menzenbach は図－7.2.38に示す関係を提案している[8]。土の種類によって相関関係がかなり変化することが分かるが、砂，礫および乾燥したシルト質土では比較的よい相関が見られることが述べられている。



図－7.2.38　土の変形係数E_sとＮ値の関係（Schultze and Menzenbach[8]）

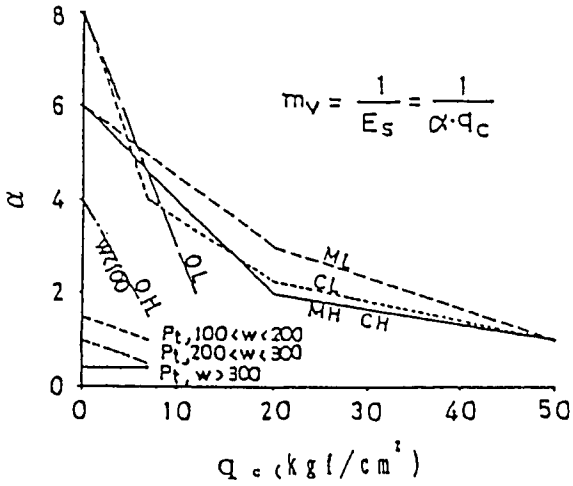
$m_v = 1 / E_s$

$\longrightarrow \quad S = \Sigma (m_v \cdot \Delta \sigma_v') \cdot \Delta h$

$= \Sigma (m_v \cdot \gamma_w \cdot \Delta h_w) \cdot \Delta h$ ……（7.2.32）

前掲の図－7.2.30に示された地下水面下の地盤（過圧密状態，正規圧密状態）に対する関係を、図－7.2.38の中に破線で示す。液状化で対象となることが多いN値が0～20の範囲では両者によい対応が見られる。

また、埋立地の地盤などでは砂層の間や砂層の下に粘性土層が存在することが多い。粘性土層での標準貫入試験の結果は余り信頼性を期待できないので、これらの層に起因する沈下量はコーン貫入試験から得られるq_cの結果を用いる方が妥当と思われる。



図－7.2.39　αの算定図[9]

Sangleratらはq_cからE_sを関係づける経験的な値αとして図－7.2.39の関係を示している[9]。

$m_v = 1 / E_s = 1 / (\alpha \cdot q_c)$ ……（7.2.33）

上式で求められたm_vの値は圧密試験の結果と比較すると、0.5～1.0と若干小さいめの値を示す傾向があることが報告されている[10]。

2）圧密係数c_vなどの評価方法

広域的地盤改良工法として地下水位低下工法を想定した場合、砂地盤の圧密係数および透水係数を知ることは次の点で重要である。

・ウェルポイントやディープウェルの配置や時間当たり排水量を算定する

・地盤内の有効応力および地盤沈下量の時間的変化を算定する

粘性土層に三成分コーンを貫入させると過剰間隙水圧が発生する。貫入を停止してこの過剰間隙水圧を消散する過程を測定することによって、Torstensson[11]などが示した比較的簡単な式を用いて、圧密係数を求めることができる。

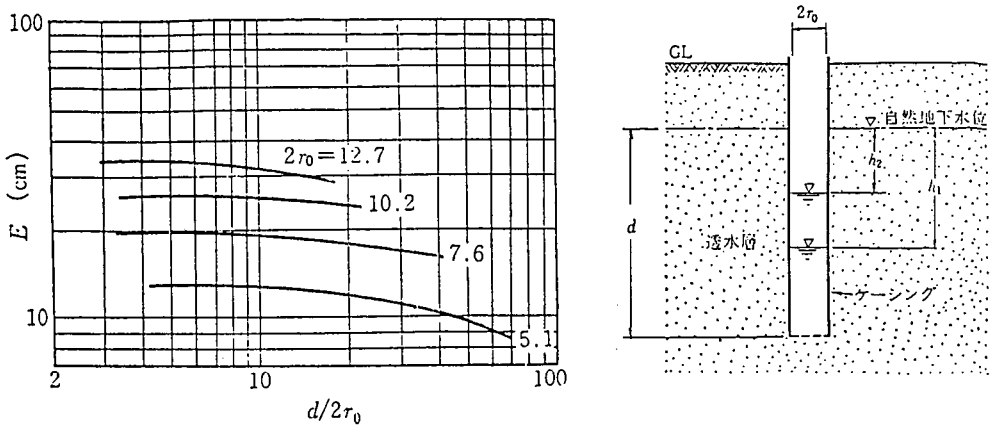
一方、砂質土の場合には、ボーリング孔を利用して揚水で水位を低下させ、揚水停止後の回復水位を測ることによって、透水係数kを次の式から求めることができる[12]。この場合、ケーシングの下端部の孔底だけで地盤と通じており、ボーリング泥水を十分に洗い出すことが必要である。

$k \cdot E \cdot (t_2 - t_1) = 2.30\pi \cdot r_0^2 \cdot \log_{10}(h_1 / h_2)$ ……（7.2.34）

ただし、h_1：時刻t_1における自然水位からの低下量

h_2：時刻t_2における自然水位からの低下量

E　：図－7.2.40[13]および表－7.2.19[12]に示した値



図－7.2.40　係数Eの値（cm）[13]

表－7.2.19　係数Eの値（cm）[12]

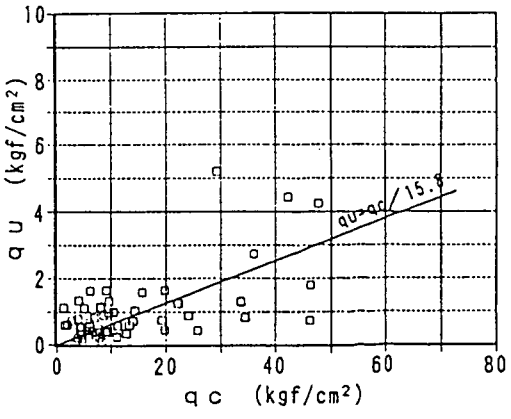
深さ/直径 $=\frac{d}{2r_0}$	管（チューブ）の径 $2r_0$（cm）						
	2.5	5.1	7.6	10.2	12.7	15.2	20.3
1						39.6	53.1
2					33.2	39.4	52.9
3				26.2	33.0	39.4	52.6
4			19.6	26.2	32.6	39.2	52.1
5			19.6	25.9	32.8	38.9	51.8
6		13.0	19.3	25.9	32.6	38.6	51.6
7		13.0	19.3	25.6	32.2	38.6	51.3
8		13.0	19.1	25.6	32.2	38.4	51.0
10		12.7	19.1	25.2	31.0	37.9	
12	6.4	12.7	18.8	24.9	31.5		
15	6.1	12.5	18.3	24.6			
25	5.8	11.7	17.3				
40	5.3	10.2					
60	4.8						
100	3.6						

3)　グラウトなど改良土への適用

広域的地盤改良工法としてはまず地下水位低下工法が考えられるので、グラウトなどの改良土の強度を知る必要は直接的にはないであろう。しかし、補助工法として止水壁に用いることも考えられる。

山田らの研究によれば、図－7.2.41に示すように、改良土の不撹乱試料を用いた一軸圧縮試験から得られたq_uとコーン貫入抵抗q_cの間には、次の関係が求められている[14]。

$$q_u = q_c / 15.8 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7.2.35)$$



図－7.2.41　一軸圧縮強度q_uとコーン貫入抵抗q_cの間の関係[14]

しかしながら、使用するに当たっては、図－7.2.41の結果にも見られるように大きなばらつきがある点に留意して、しかるべき数の試験を実施するなどの配慮が必要であろう。

（東亜建設工業）

参考文献

1) 山村和也：第3章　土の中の水の動き，土質基礎工学ライブラリー7，「土と基礎　実用数式・図表の解説」，pp. 19-36，土質工学会，1971.

2) 岸田隆夫・大竹規夫・浅田英幸・深沢　健：急速地盤調査方法としてのオートマチックラムサウディング試験機の利用，第29回土質工学研究発表会，1994.

3) サウンディング執筆小委員会：第6章　サウンディング，土質調査法，土質工学会，pp. 183-274，1982.

4) 建設省土木研究所　他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，pp. 475-483，1993.

5) プラダン　テージ　B. S. ：Fuzzy手法を用いた三成分コーン結果による土質判別、土木学会第46回年次学術講演会，第3部，pp. 660-661，1991.

6) 田中洋行・榊原基生・後藤健二・深沢　健・浅田英幸：コーン貫入試験における間隙水圧の挙動について，第27回土質工学研究発表会，pp. 163-166，1992.

7) Beer, E. D. :Settlement record on bridges founded on sand, Proc. of the 3rd I. C. S. M. F. E., Vol. II, 1952.

8) Schultze, E. and Menzenbach E. :Standard Penetration Test and Compressibility of Soils, Proc. of the 5th I. C. S. M. F. E., Vol. I, pp. 527-532, 1961.

9) Sanglerat, G., J. Gilelly, P. Lareal and C. Chapeau : Le Penetrometre Statique et la Compressibilite des Sols, Annales de L' Institut Technique du Baitment et Des Travaux Publics, Supplement No. 298, 1972.

10) 土谷　尚・酒井幸雄・室町忠彦：三成分コーンによる圧密諸係数の推定，第28回土質工学シンポジウム，pp. 147-152，1983.

11) Torstensson, B. A. : The Pore Pressure Probe, Nordiske Geotekniske Mote, Oslo, Paper No. 34, pp. 34. 1-34. 15, 1977.

12) 奥薗　清・平山　亨：第6章　シールド工事における地下水対策，土質基礎工学ライブラリー19，「建設工事と地下水」，pp. 171-220，土質工学会，1980.

13) 地下水調査執筆小委員会：第8章　地下水調査，土質調査法，土質工学会，pp. 343-380, 1982.

14) 山田哲司・中村幾夫・岡本郁也・寺西一哲：ＣＰＴによるセメント安定処理効果の判定，第28回土質工学研究発表会，pp. 297-298，1993.

7.3　広域的液状化対策工法の可能性検討

7.3.1　モデル地区の選定

(1)　選定の基準

モデル地区は以下の条件を最も満たすように選定する。

①　液状化危険度が高い。

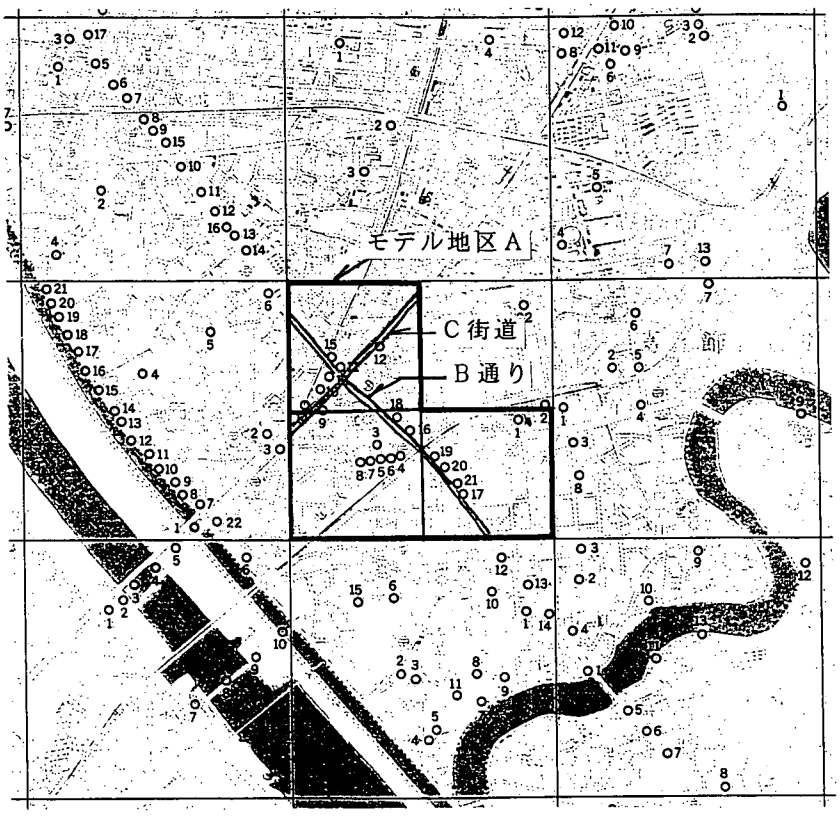
②　ボーリングの数が多い。

③　土質データが揃っている。

④　重要な道路がある。

(2)　モデル地区の選定

(1)の基準に従い、東京都下Ａ地区（500mX500mメッシュで３メッシュを対象）をモデル地区として選定した。この付近の地図を図－7.3.1に示す。



○：ボーリング位置

図－7.3.1　東京都下Ａ地区

本モデル地区の特徴は以下の通りである。

①　液状化危険度は「東京低地の液状化予測[1]」によると「液状化の可能性大」である。

②　ボーリングは主要な道路沿いに13本、道路沿い以外に７本ある（「東京都総合地盤図Ⅰ[2]」）。

③　モデル地区内の計20本の全てのボーリングで土質試験が行われており、そのうち３本では密に試験が行われている。

④　モデル地区内には、重要な道路であるＢ通りとＣ街道がある。

7.3.2　設計条件の設定

図－7.2.1に示すモデル地区内の各ボーリングの土質条件は、「東京総合地盤図１、東京都地質図[3)]」により設定した。

7.3.3　土地利用状況の調査

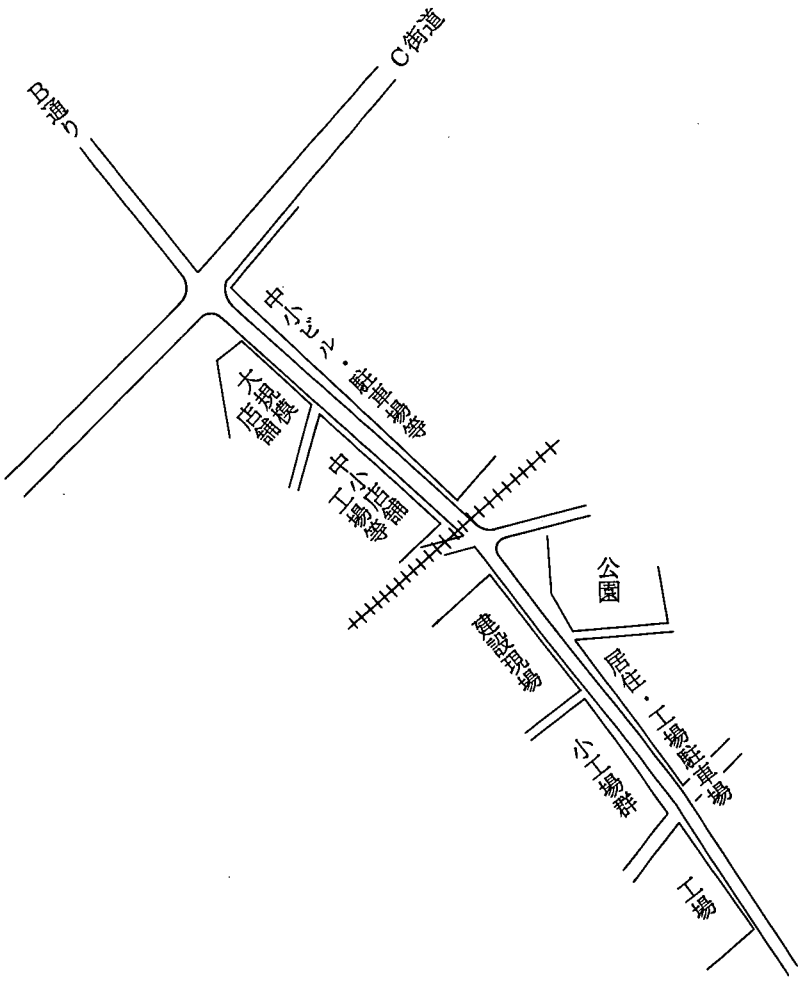
本モデル地区内の２つの主要道路に沿って現地踏査を行った。これらの２つの主要道路沿いの土地利用状況は以下の通りである。

(1)　Ｂ通沿いの土地利用状況（図－7.3.2、写真－7.3.1参照）

・道路は２～３車線と比較的広い。

・道路脇には、幅約３ｍの歩道がある。

・道路に沿って、商工業用建物が隣接している。



図－7.3.2　Ｂ通り周辺の状況

写真－7.3.1　B通

・建物は木造平屋、2階建、低層のＲＣ造が多い。

・空地、駐車場等のスペースも多い。

(2)　C街道沿いの土地利用状況（写真－7.3.2参照）

・道路は6～8車線と広い。大部分が高架になっている。

・道路脇の歩道の幅は、約3.5mである。

・道路沿には、中層のビル、町工場、古い民家が混在している。

本モデル地区内のC街道は、大部分が高架になっており、地震時の地盤の液状化に対しては何らかの考慮が既になされていると考えられる。従って、広域的液状化対策の可能性を検討する対象は、本モデル地区内のB通とする。

写真－7.3.2　C街道

7.3.4　可能性検討

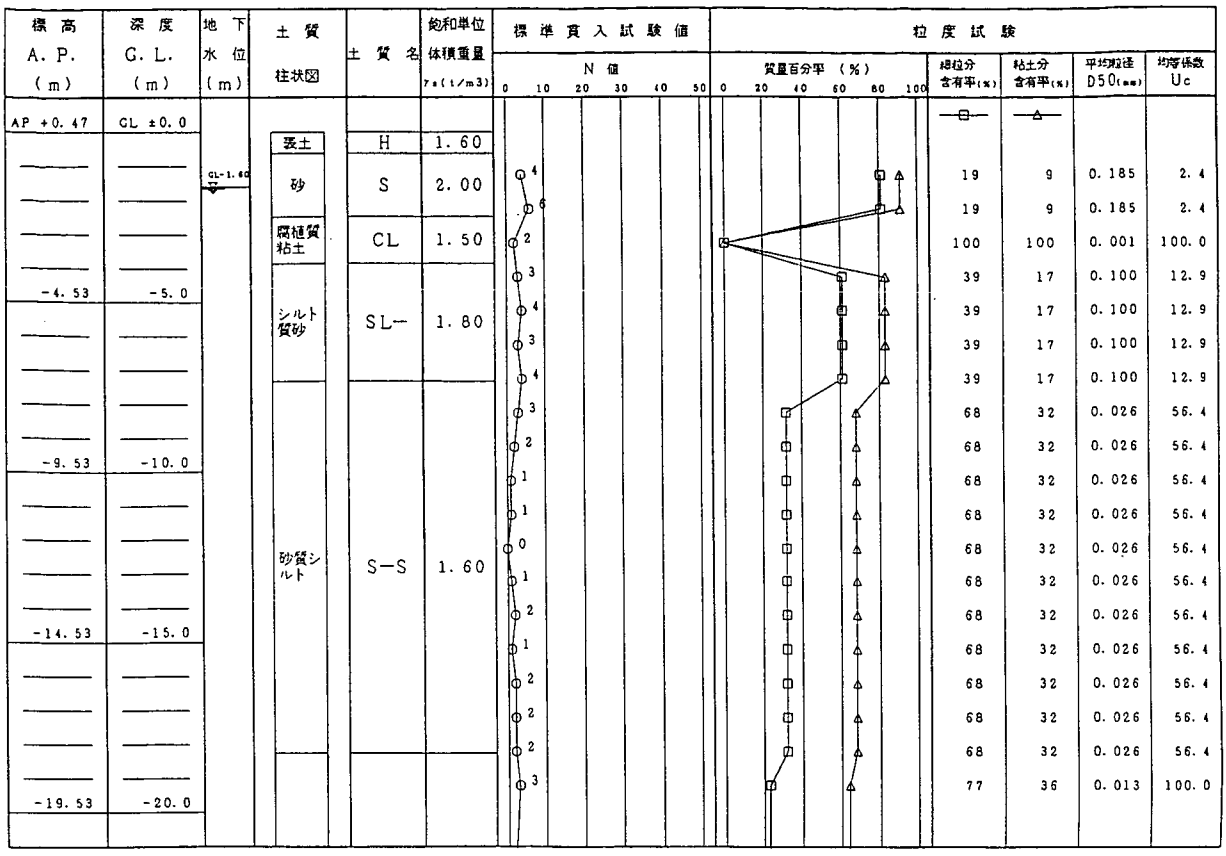
(1)　改良目標値の設定

目標とする地下水位は現状より2m程度低下させたT．P－3.0mとする。この目標値を得るための液状化解析の解析条件、判定方法、判定結果は以下の通りである。

(a) 解析条件

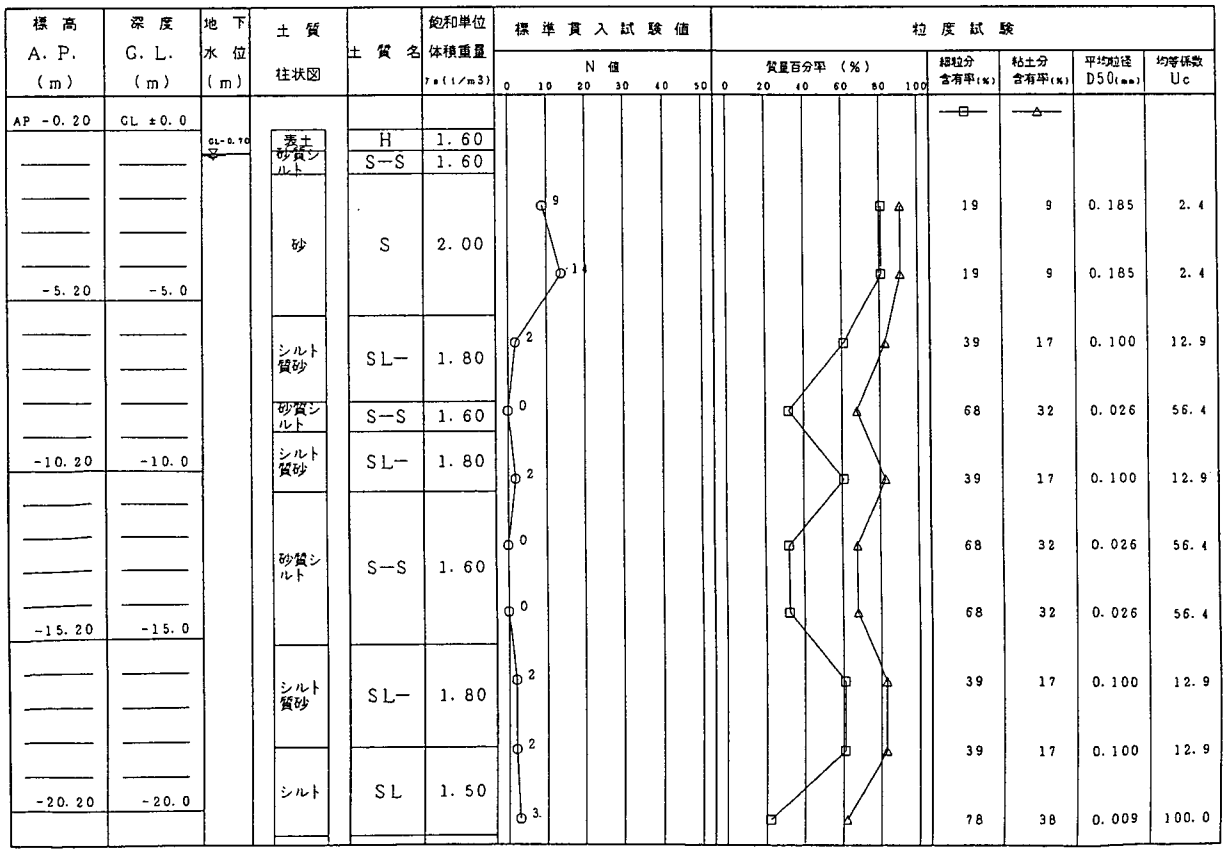
①　地盤物性値

土層断面図を図－7.3.3～7.3.11に示す。表－7.3.1に設定した地盤物性値を示す。これは、基本的には図－7.3.1に示す、B通り沿いのボーリングデータ（No11, No13, No15～No21）を平均して求めたものである（表－7.3.2）。ただし、データのない層については、他のボーリングデータを参考に、工学的判断を加えて設定し、表－7.3.2の（　）内に示した。また、D_{50}はD_{30}とD_{60}を片対数上に



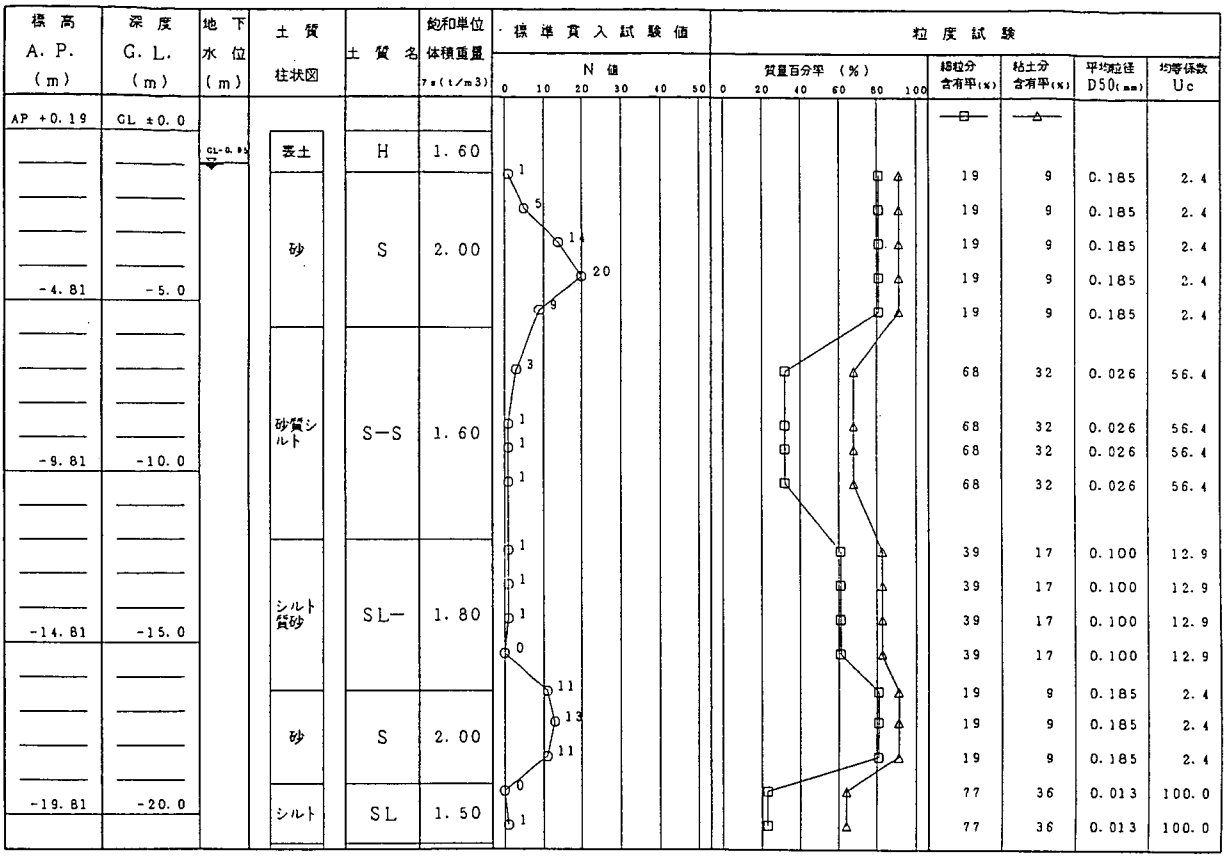
標高 A.P.（m）	深度 G.L.（m）	地下水位（m）	土質柱状図	土質名	飽和単位体積重量 γs(t/m3)	標準貫入試験値 N値	粒度試験 質量百分率（%）	細粒分含有率(%)	粘土分含有率(%)	平均粒径 D50(mm)	均等係数 Uc
AP +0.47	GL ±0.0					0 10 20 30 40 50	0 20 40 60 80 100	□	△		
		GL-1.60	表土	H	1.60						
			砂	S	2.00			19	9	0.185	2.4
								19	9	0.185	2.4
			腐植質粘土	CL	1.50			100	100	0.001	100.0
-4.53	-5.0							39	17	0.100	12.9
			シルト質砂	SL～	1.80			39	17	0.100	12.9
								39	17	0.100	12.9
								39	17	0.100	12.9
-9.53	-10.0							68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
			砂質シルト	S～S	1.60			68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
-14.53	-15.0							68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
								68	32	0.026	56.4
-19.53	-20.0							77	36	0.013	100.0

図－7.3.3　土性値一覧表（ボーリング No.11）

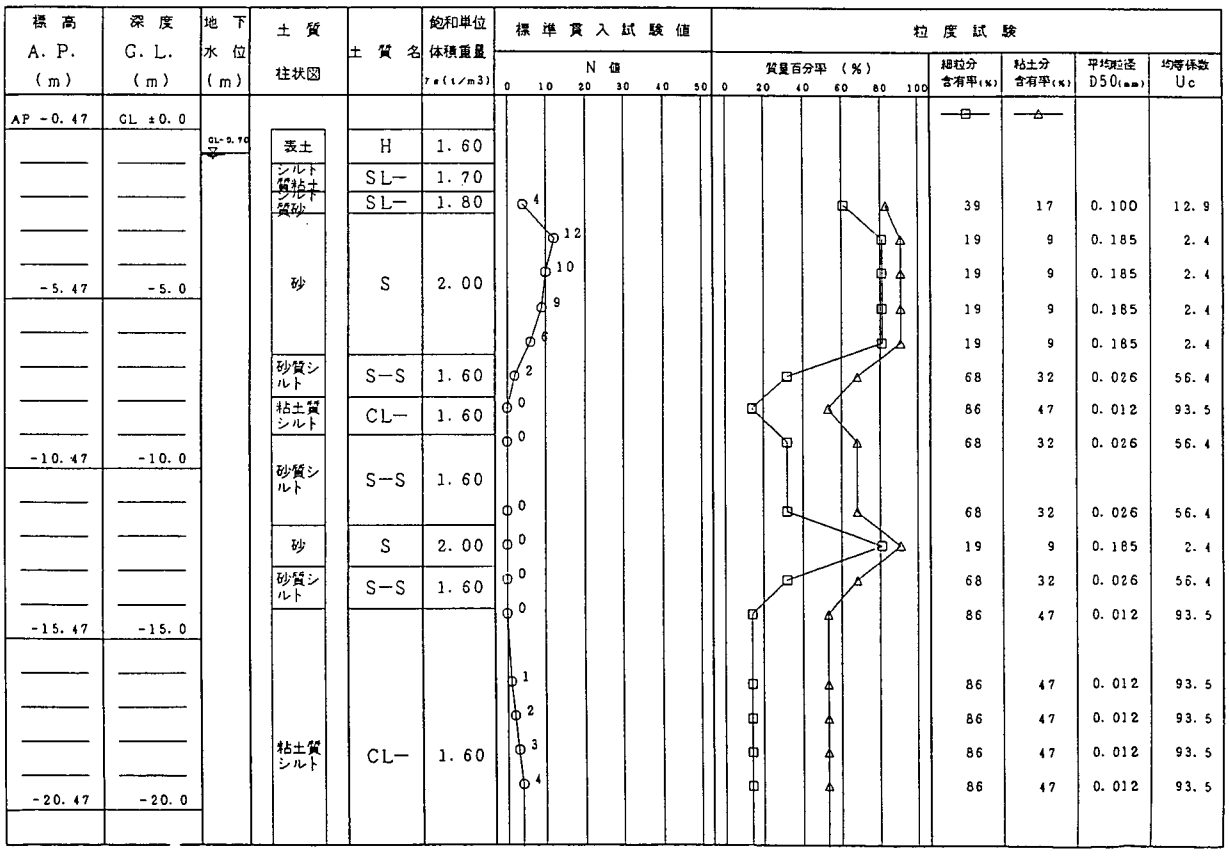


標高 A.P.（m）	深度 G.L.（m）	地下水位（m）	土質柱状図	土質名	飽和単位体積重量 γs(t/m3)	標準貫入試験値 N値	粒度試験 質量百分率（%）	細粒分含有率(%)	粘土分含有率(%)	平均粒径 D50(mm)	均等係数 Uc
AP -0.20	GL ±0.0					0 10 20 30 40 50	0 20 40 60 80 100	□	△		
		GL-0.70	表土	H	1.60						
			砂質シルト	S～S	1.60						
			砂	S	2.00			19	9	0.185	2.4
-5.20	-5.0							19	9	0.185	2.4
			シルト質砂	SL～	1.80			39	17	0.100	12.9
			砂質シルト	S～S	1.60			68	32	0.026	56.4
-10.20	-10.0		シルト質砂	SL～	1.80			39	17	0.100	12.9
			砂質シルト	S～S	1.60			68	32	0.026	56.4
-15.20	-15.0							68	32	0.026	56.4
			シルト質砂	SL～	1.80			39	17	0.100	12.9
								39	17	0.100	12.9
-20.20	-20.0		シルト	SL	1.50			78	38	0.009	100.0

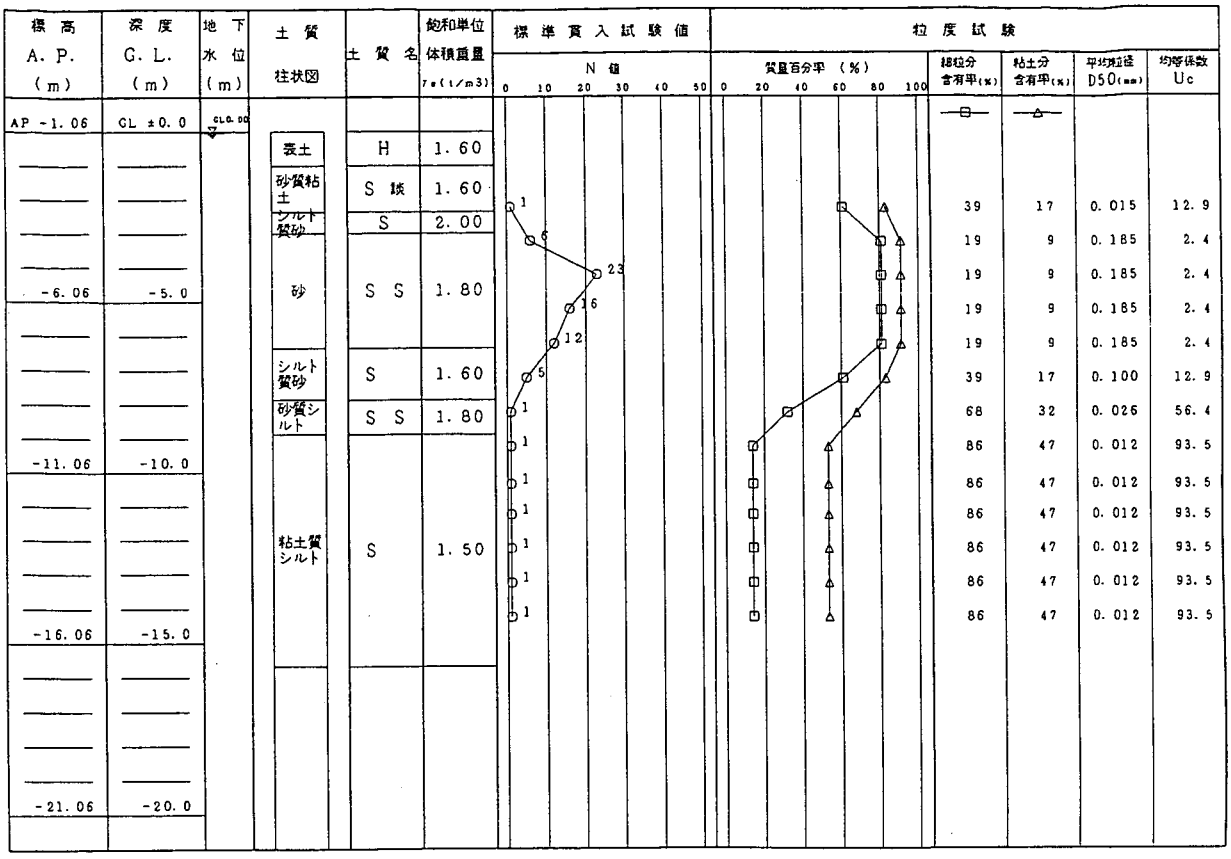
図－7.3.4　土性値一覧表（ボーリング No.13）



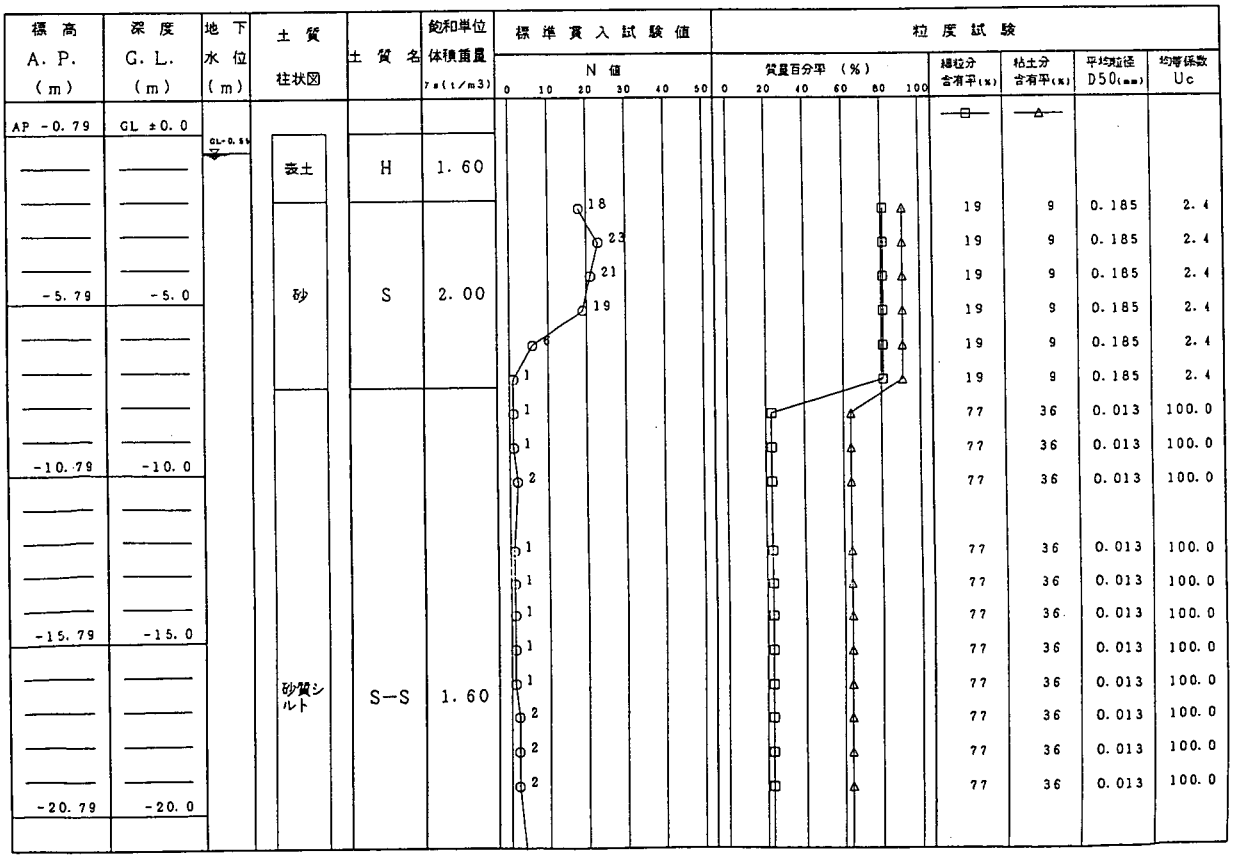
図－7.3.5　土性値一覧表（ボーリング No.15）



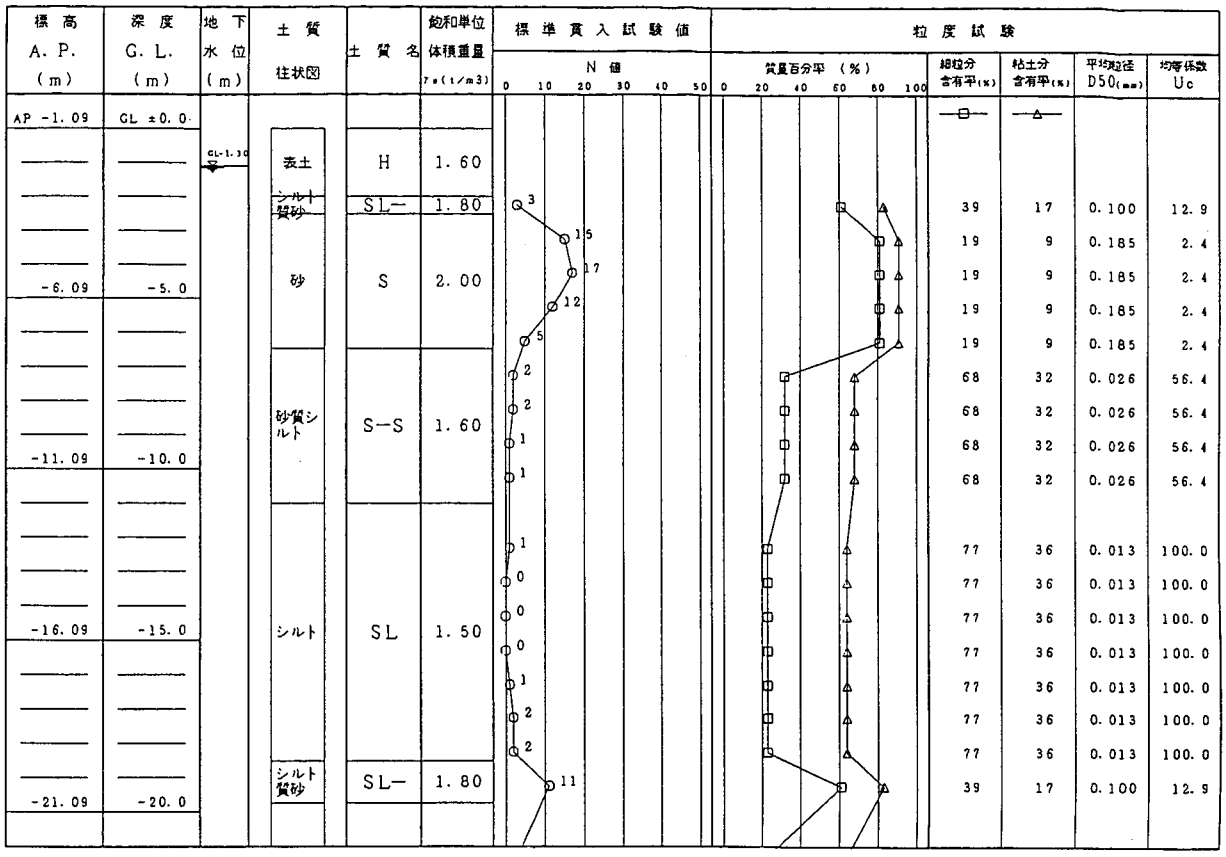
図－7.3.6　土性値一覧表（ボーリング No.16）



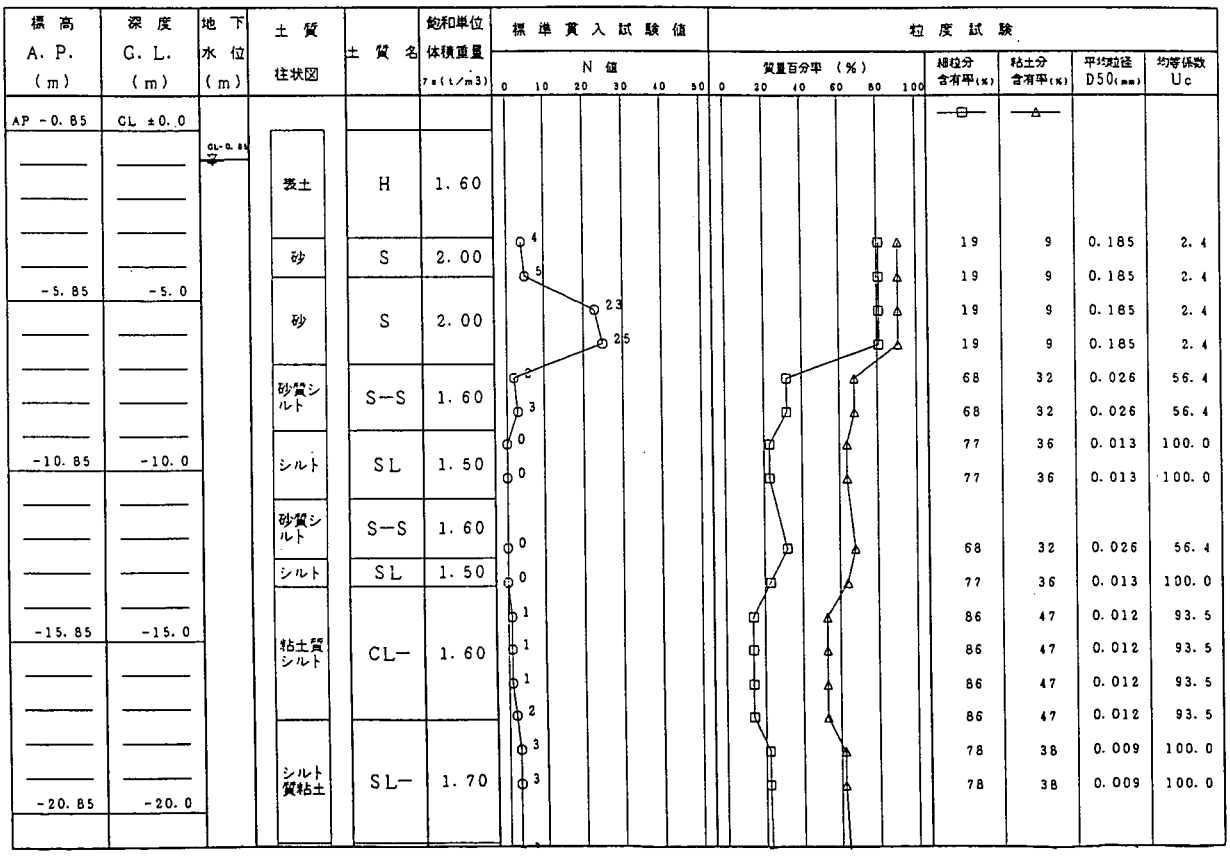
図－7.3.7　土性値一覧表（ボーリング No.17）



図－7.3.8　土性値一覧表（ボーリング No.18）



図－7.3.9　土性値一覧表（ボーリング No.19）



図－7.3.10　土性値一覧表（ボーリング No.20）

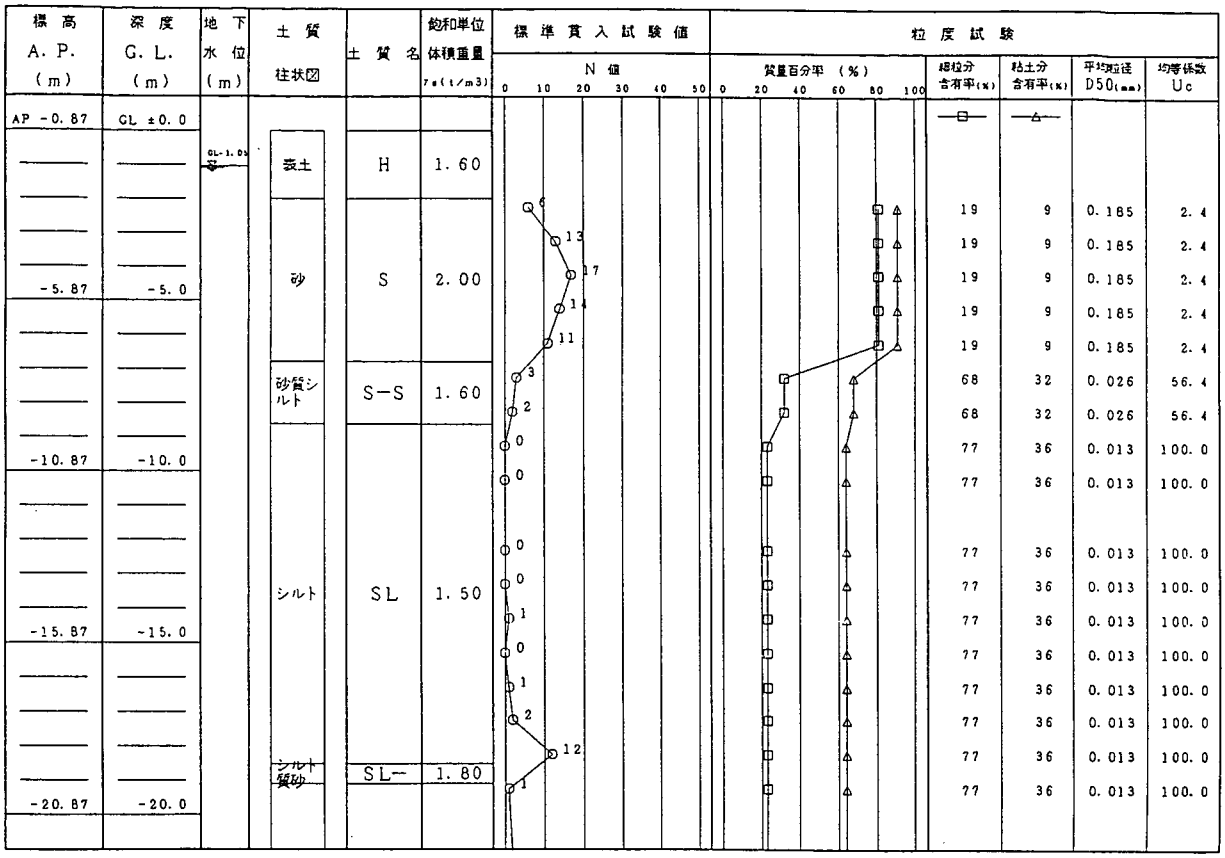
表－7.3.1　地盤物性値

土層名	γt (tf/m3)	G (%)	S (%)	M (%)	C (%)	SUM (%)	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Dmax (mm)	D50 (mm)	FC (%)	K (cm/sec)
砂	2.0	0	81	10	9	100	0.0923	0.1412	0.2192	2.3333	0.1850	19	1.27E-02
シルト質砂	1.8	0	61	22	17	100	0.0103	0.0677	0.1328	3.3150	0.1000	39	3.17E-04
砂質シルト	1.6	0	32	36	32	100	0.0010	0.0055	0.0564	1.3060	0.0260	68	1.20E-06
シルト	1.5	0	23	41	36	100	0.0002	0.0030	0.0284	0.6433	0.0135	77	4.80E-08
粘土質シルト	1.5	0	14	39	47	100	0.0002	0.0019	0.0187	1.7125	0.0125	86	4.80E-08
シルト質粘土	1.5	0	22	40	38	100	0.0002	0.0030	0.0260	1.4200	0.0088	78	4.80E-08
粘土	1.5	0	0	0	100	100	0.0001				0.0010	100	1.20E-08
表土	1.6												

表－7.3.2　地盤物性値の算出

土層名		G (%)	S (%)	M (%)	C (%)	SUM (%)	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Dmax (mm)	D50 (mm)	FC (%)	K (cm/sec)
砂	No. 13	0	90	10	0	100	0.0750	0.2150	0.2700	2.0000	－	10	6.75E-03
	No. 13	0	95	5	0	100	0.1540	0.2400	0.3200	2.0000	－	5	2.85E-02
	No. 16	0	68	16	16	100		0.0600	0.1700	2.0000	－	32	
	No. 16	0	77	9	14	100		0.1150	0.1800	2.0000	－	23	
	No. 16	1	68	15	16	100		0.0670	0.1650	4.0000	－	31	
	No. 17	0	88	7	5	100	0.0480	0.1500	0.2100	2.0000	－	12	2.76E-03
	AVE	0	81	10	9	100	0.0923	0.1412	0.2192	2.3333	0.185	19	1.27E-02
シルト質砂	No. 13	1	68	18	13	100	0.0083	0.0700	0.1600	4.7600	－	31	8.27E-05
	No. 13	0	76	11	13	100	0.0021	0.1100	0.2200	9.7600	－	24	5.29E-06
	No. 16	0	52	22	26	100			0.1250	2.0000	－	48	
	No. 16	0	53	37	10	100	0.0044	0.0400	0.1000	2.0000	－	47	2.32E-05
	No. 16	0	83	12	5	100	0.0350	0.1150	0.1700	2.0000	－	17	1.47E-03
	No. 16	0	74	14	12	100	0.0018	0.0700	0.1150	2.0000	－	26	3.89E-06
	No. 17	0	51	29	20	100			0.1300	2.0000	－	49	
	No. 17	0	29	31	40	100		0.0013	0.0420	2.0000	－	71	
	AVE	0	61	22	17	100	0.0103	0.0677	0.1328	3.3150	0.100	39	3.17E-04
砂質シルト	No. 13	0	33	30	37	100			0.0520	0.8400	－	67	
	No. 13	0	30	35	35	100		0.0035	0.0450	0.8400	－	70	
	No. 16	0	37	33	30	100		0.0050	0.0650	2.0000	－	63	
	No. 16	0	35	39	26	100		0.0082	0.0700	0.8500	－	65	
	No. 16	0	24	46	30	100		0.0052	0.0500	2.0000	－	76	
	AVE	0	32	36	32	100	(0.001)	0.0055	0.0564	1.3060	0.026	68	1.20E-06
シルト	No. 13	0	13	53	34	100			0.0300	0.2500	－	87	
	No. 11	0	20	40	40	100			0.0195		－	80	
	No. 11	0	21	44	35	100			0.0250		－	79	
	No. 11	0	16	44	40	100			0.0260		－	84	
	No. 11	0	44	22	34	100			0.0675		－	56	
	No. 18	0	27	40	33	100			0.0280	0.8400	－	73	
	No. 18	0	19	43	38	100			0.0027	0.8400	－	81	
	AVE	0	23	41	36	100	(0.0002)	(0.003)	0.0284	0.6433	0.0135	77	4.80E-08
粘土質シルト	No. 16	0	6	39	55	100			0.0071	2.0000	－	94	
	No. 16	0	6	43	51	100			0.0085	0.8500	－	94	
	No. 16	0	15	39	46	100			0.0140	2.0000	－	85	
	No. 16	0	20	43	37	100		0.0027	0.0330	0.8500	－	80	
	No. 17	0	26	31	43	100		0.0010	0.0500	2.0000	－	74	
	No. 17	0	9	40	51	100			0.0083	2.0000	－	91	
	No. 17	0	15	41	44	100			0.0170	2.0000	－	85	
	No. 17	0	18	34	48	100			0.0120	2.0000	－	82	
	AVE	0	14	39	47	100	(0.0002)	0.0019	0.0187	1.7125	0.0125	86	4.80E-08
シルト質粘土	No. 16	0	23	33	44	100			0.0250	2.0000	－	77	
	No. 20	0	22	47	31	100			0.0270	0.8400	－	78	
	AVE	0	23	40	38	100	(0.0002)	(0.003)	0.0260	1.4200	0.0088	78	4.80E-08
粘土	ダミー												
	AVE	0	0	0	100	100	0.0001				0.001	100	1.20E-08

注）（　）内は推定値



図－7.3.11　土性値一覧表（ボーリング No.21）

プロットし、直線で結び５０％の位置を読み取った。

② 設計水平震度

設計水平震度は、東京都防災会議が行った液状化解析で用いている値0.25[4]を用いることとする。

③ 液状化に対する抵抗比（F_L値）

道路橋示方書の方法[5]に基づき求める。

④ 液状化指数（P_L値）

岩崎・龍岡らの方法[6]に基づき求める。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(z)\, dz$$

ただし、$F_L < 1.0$ のときは $F = 1 - F_L$

$F_L \geqq 1.0$ のときは $F = 0$

$W(z) = 10 - 0.5z$

z：地表面からの深さ（m）

(b) 判定方法

液状化危険度の判定は、7.2.1(2)の方法による。

(c) 判定結果

表－7.3.3，7.3.4に各ボーリングにおいて、現状の地下水位及び地下水位を低下させた場合の判定

表－7.3.3　判定結果（1）

ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞNo.	地下水位	深度（m）	F_L値	P_L値	F_L値判定	P_L値判定	総合判定
No.11	（現状）T.P-1.13	4.25	0.73	10.84	1	3	2
	T.P-2.00	4.25	0.84	6.32	2	3	3
No.13	（現状）T.P-0.20	2.25	0.84	24.42	1	2	2
	T.P-2.00	6.25	0.62	16.78	3	2	3
No.15	（現状）T.P-0.76	1.25	0.54	18.89	1	2	2
	T.P-2.00	5.25	0.86	11.37	2	3	3
No.16	（現状）T.P-1.17	2.20	0.75	20.15	1	2	2
	T.P-2.00	5.20	0.79	12.96	1	3	2
	T.P-3.00	5.20	0.89	8.55	2	3	3
No.17	（現状）T.P-1.06	2.25	0.44	19.42	1	2	2
	T.P-2.00	2.25	0.74	9.64	1	3	2
	T.P-3.00	3.25	0.85	3.32	2	4	4
No.18	（現状）T.P-1.34	4.25	0.99	9.97	2	3	3

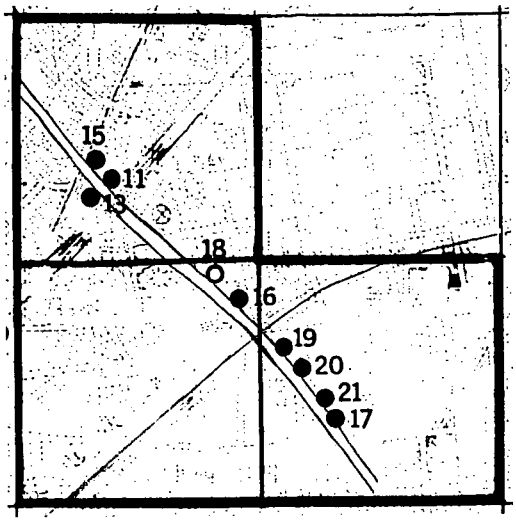
表－7.3.4　判定結果（2）

ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞNo.	地下水位	深度（m）	F_L値	P_L値	F_L値判定	P_L値判定	総合判定
No.19	（現状）T.P-2.19	2.25	0.79	9.37	1	3	2
	T.P-3.00	5.25	0.93	4.59	2	4	3
No.20	（現状）T.P-1.70	3.30	0.55	11.55	1	3	2
	T.P-2.00	3.30	0.60	9.85	1	3	2
	T.P-3.00	3.30	0.76	5.88*)	1	4 *)	3
No.21	（現状）T.P-1.92	2.25	0.79	9.21	1	3	2
	T.P-2.00	2.25	0.82	8.48	1	3	2
	T.P-3.00	6.25	0.87	3.41	3	4	4

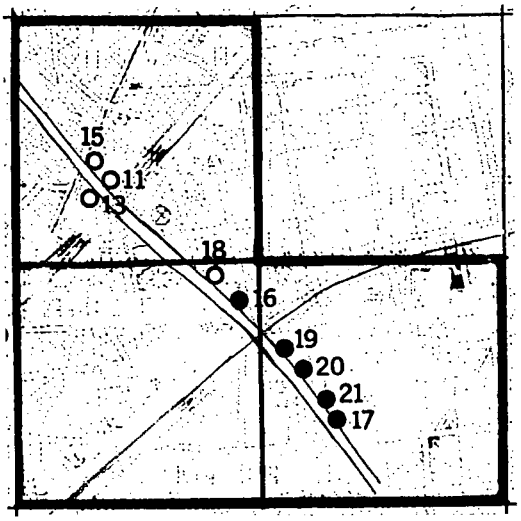
*)ここで用いた液状化解析のプログラムは、液状化判定を行う必要のない層についても判定を行う。従って、ＰＬ値を算出する際にこれらの非対象層についても考慮されてしまい、大きめの値を与える。実際はＰＬ値は５以下であるので、ＰＬ値による判定は４とする。

結果を示す。また、これらの判定結果を図－7.3.12～7.3.14に示す。これらの結果より、地下水位をT．P－3mまで低下させると、すべてのボーリング位置で液状化の可能性のランクが3以上となる。従って、ここでは改良目標値はT．P－3.0mとする。

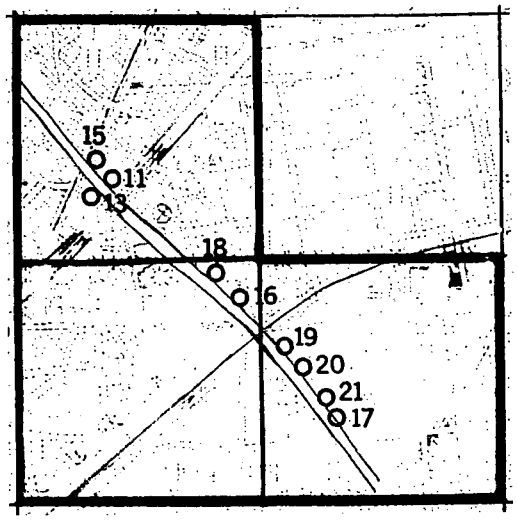
（鹿島）



図－7.3.12　判定結果（現状）



図－7.3.13　判定結果（TP-2.0m）



図－7.3.14　判定結果（TP-3.0m）

○液状化の可能性3，4
●液状化の可能性2

参考文献

1)　東京都土木研究所編：東京低地の液状化予測，昭和62年

2)　東京都土木研究所編：東京都総合地盤図Ⅰ

3)　東京都土木研究所編：東京都総合地盤図Ⅰ，東京都地質図集3

4)　東京都防災会議：東京区部における地震被害の想定に関する報告書，1978.

5)　日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ．耐震設計編，1990.2.

6)　岩崎，龍岡他：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，1978.

(2) 周辺環境への影響検討

地下水低下工法による周辺地下水の低下を解析し、圧密沈下量を計算して周辺環境への影響を検討する。

① 浸透解析

地下水低下工法による地下水の低下についてＦＥＭ解析を実施した。解析の概要を以下に示す。

解析モデル　解析モデルは図－7.3.11（ボーリングNo.21）をモデル化した。

地　盤：G. L－6.0mまで砂層、それ以下は砂質シルト層

止水壁：幅１mで砂質シルト層に根入れ１m

解析方法

２次元平面ＦＥＭ解析

設定条件

初期地下水位：G. L－1.0m

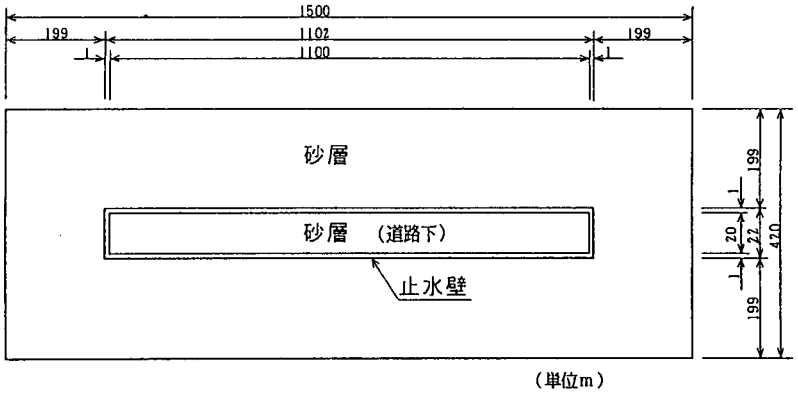
砂層の透水係数：$K=1.27\times10^{-4}$ m／sec

砂質シルト層の透水係数：$K=1.2\times10^{-8}$ m／sec

止水壁の透水係数：$K=1.2\times10^{-8}$ m／sec

1) 解析モデル

解析モデルは長さ1500m、幅420mの砂層からなる。対象となる重要道路の幅20m、延長1100mとした。揚水は道路周辺から行い、止水壁を併用する場合は止水壁の幅を１mとする。解析モデルの概略図を図－7.3.15、設定定数を図－7.3.16に示す。



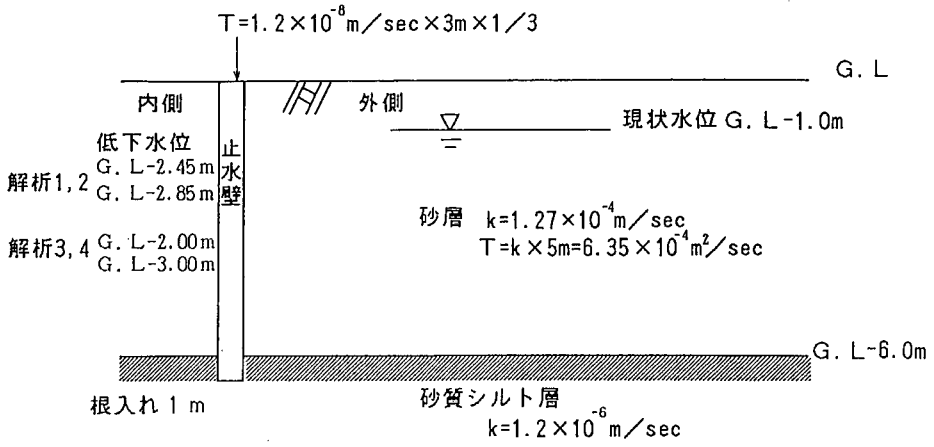
図－7.3.15　解析モデル

a)　ＦＥＭモデル

解析方法は、飽和領域浸透解析とし、２次元平面解析モデルとした。解析メッシュ図を図－7.3.17に示す。

2) 解析ケース

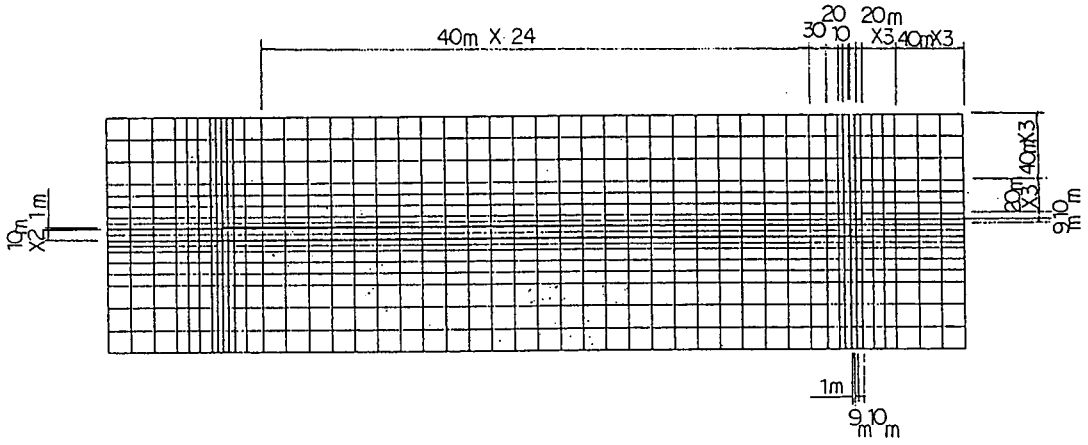
解析ケースは、一定地下水位をポンプで揚水をした場合（ケース１、３）と止水壁と併用した場合（ケース２、４）の２通りに分けられる。さらに、今回選ばれたモデル地区は河川に挟まれる場所に



K_1：砂層の透水係数　　T_1：砂層の透水量係数

K_2：砂質シルト層の透水係数　　T_2：止水壁の透水量係数

図－7.3.16　設定定数



図－7.3.17　解析メッシュ図

位置するため河川に平行な地下水流があると想定した場合（ケース１、２）と30度の左方から地下水が流れてくるのを考慮して地下水位を設定した場合（ケース３、４）の合計４ケースを実施した。解析ケース一覧表を表－7.3.5に、境界条件を図－7.3.18に示す。

3)　解析結果

それぞれの解析ケースの結果で揚水量を表－7.3.6、水頭等高線図と流速ベクトル図を図－7.3.19～図－7.3.26に示す。

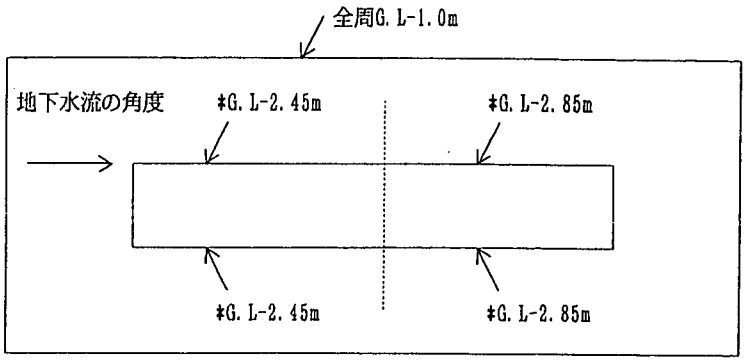
a)　一定地下水位をポンプで揚水した場合（解析ケース１）

ポンプによる揚水が周辺地下水に与える影響を示す水頭等高線図を図－7.3.19、

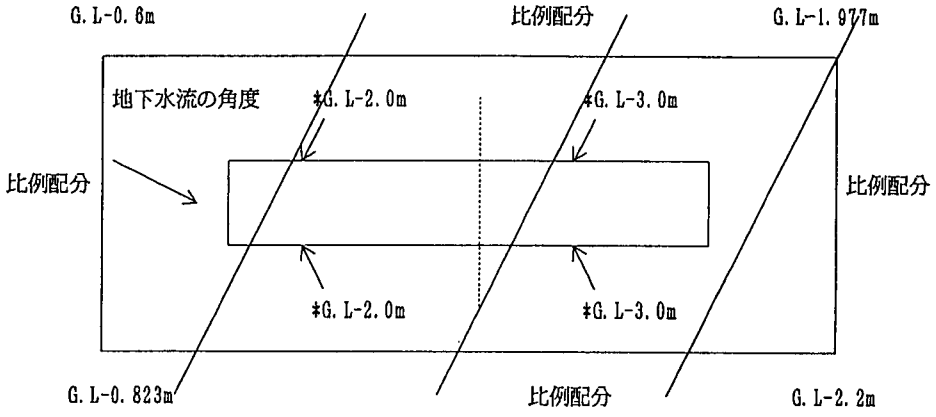
表－7.3.5　解析ケース一覧表

	揚　水	止水壁の有無	地下水流の角度
解析ケース１	有　り	な　し	な　し
解析ケース２	有　り	有　り	な　し
解析ケース３	有　り	な　し	止水壁に対し30度
解析ケース４	有　り	有　り	止水壁に対し30度

解析ケース１、解析ケース２



解析ケース３、解析ケース４



＊止水壁のあるケースでは内側の境界面での地下水位

図－7.3.18　境界条件（境界面での地下水位）

流速ベクトル図を図－7.3.23に示す。ポンプ位置を中心に半径100mの周辺地下水では１m低下する。

b)　一定地下水位で止水壁と併用した場合（解析ケース２）

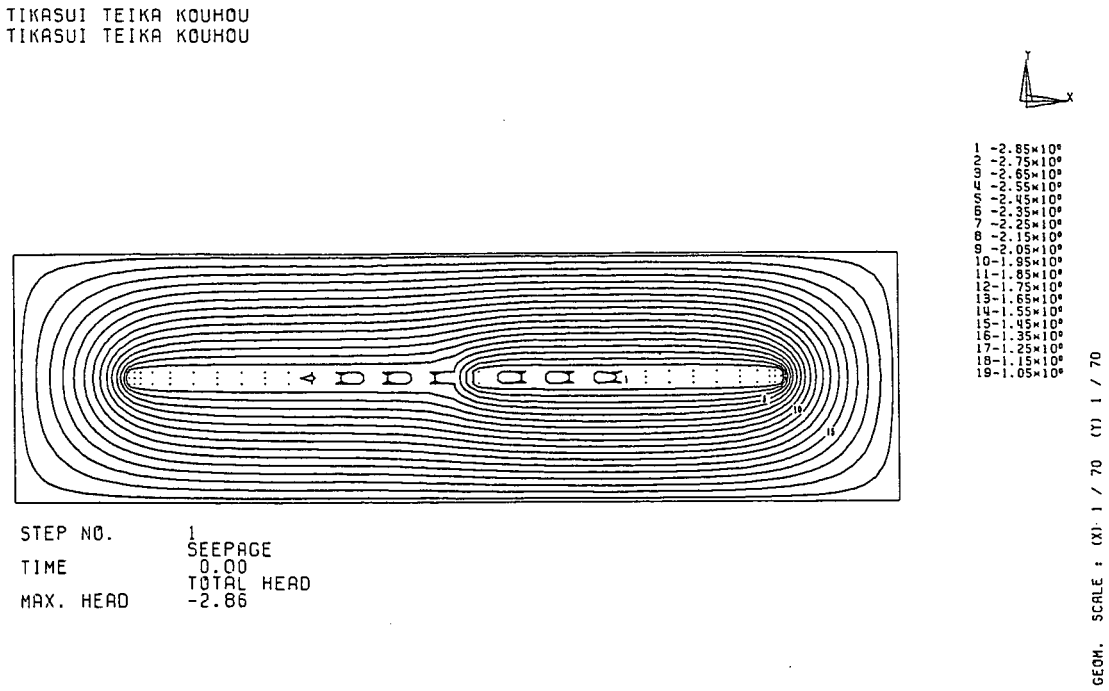
図－7.3.20の水頭等高線図が示すように止水壁効果が現れ、周辺地下水への影響はほとんど見られない。また、解析ケース１と表－7.3.6の揚水量で比較してみると、揚水量をかなり少なくできる。なお、流水ベクトル図は図－7.3.24に示す。

表－7.3.6　解析結果による揚水量

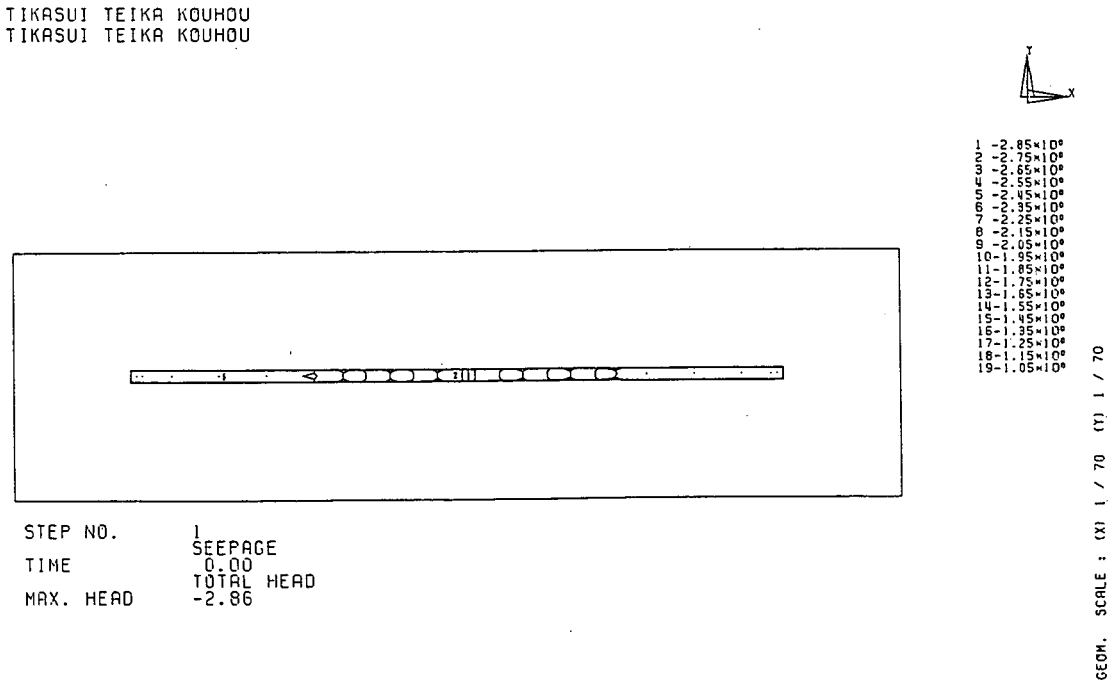
解析ケース	揚　水　量
ケース１	0.84m³/min
ケース２	2.65×10⁻³m³/min
ケース３	0.55m³/min
ケース４	1.74×10⁻³m³/min

c)　ポンプによる揚水のみで地下水流を考慮した場合（解析ケース３）

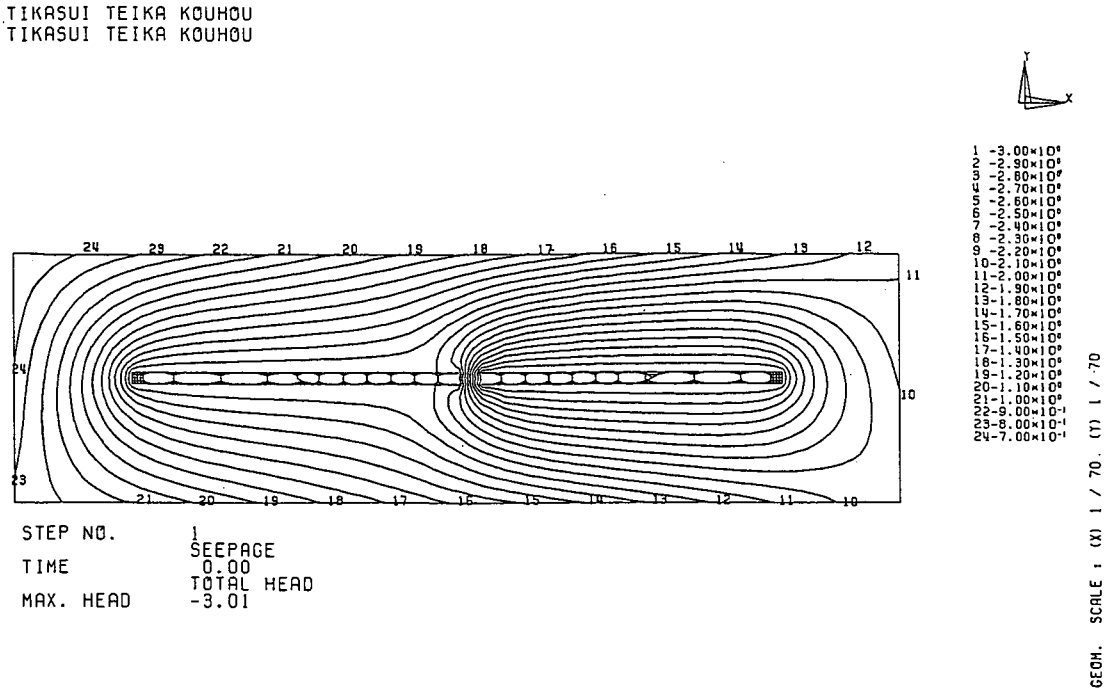
図－7.3.21の水頭等高線図が示すように地下水流の下流に行くにしたがって動水勾配が緩くなっているが、上流では半径100mの周辺地下水位の低下が0.7～1.0mある。なお、流速ベクトル図は



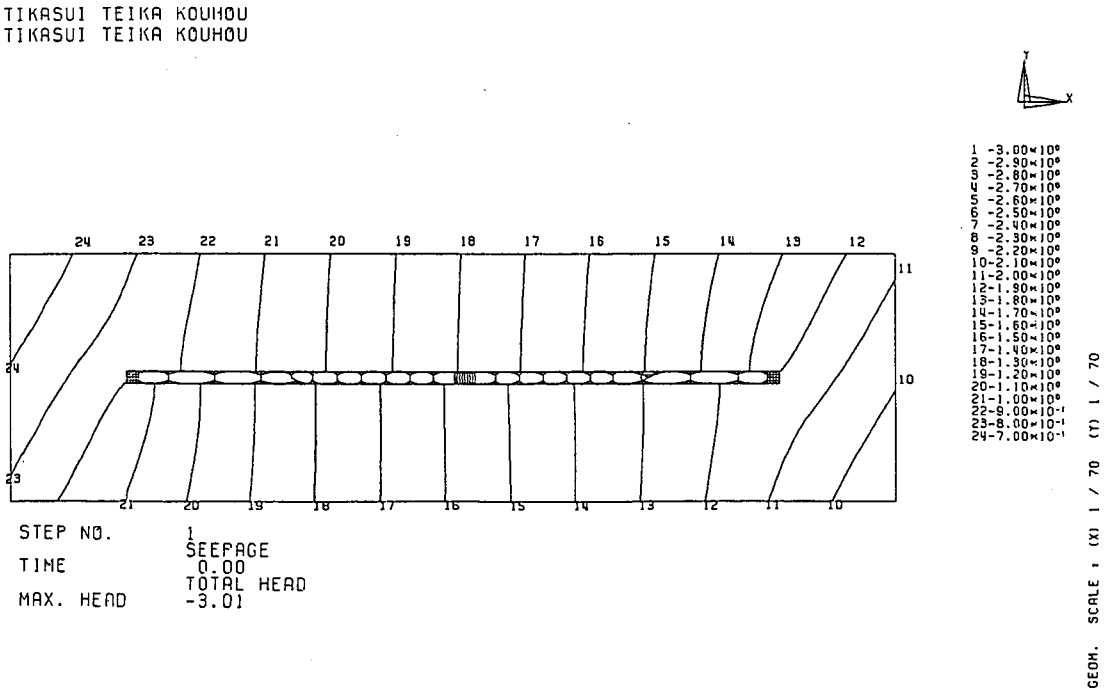
図－7.3.19　地下水水頭等高線図（解析ケース１）



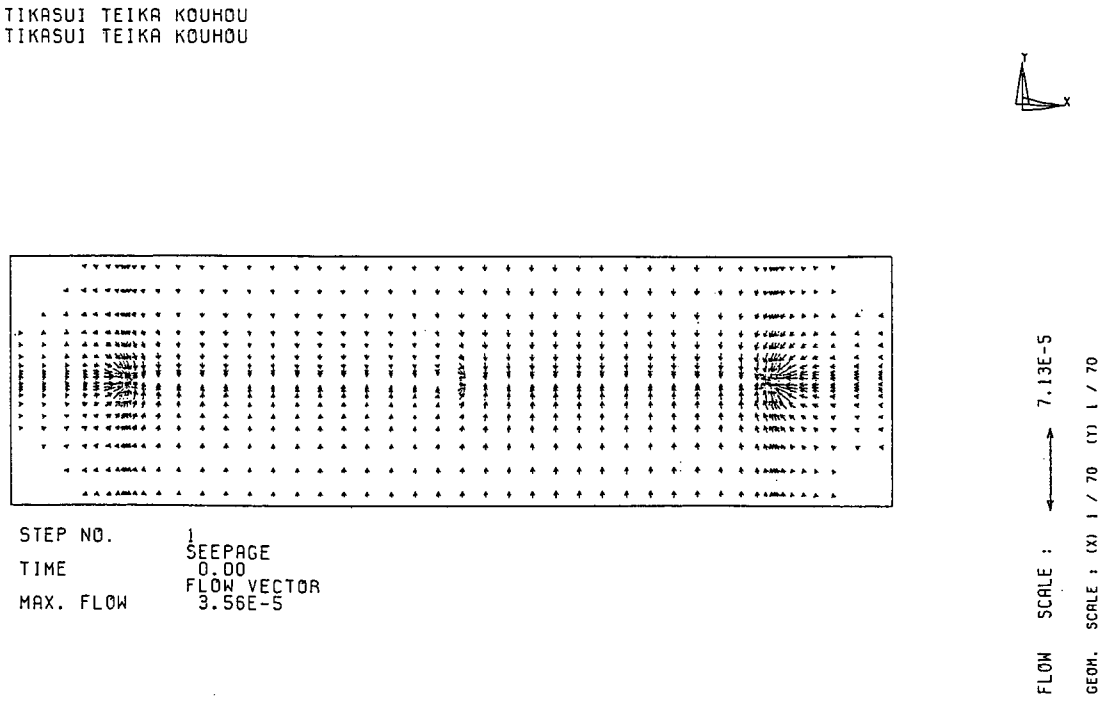
図－7.3.20　地下水水頭等高線図（解析ケース２）



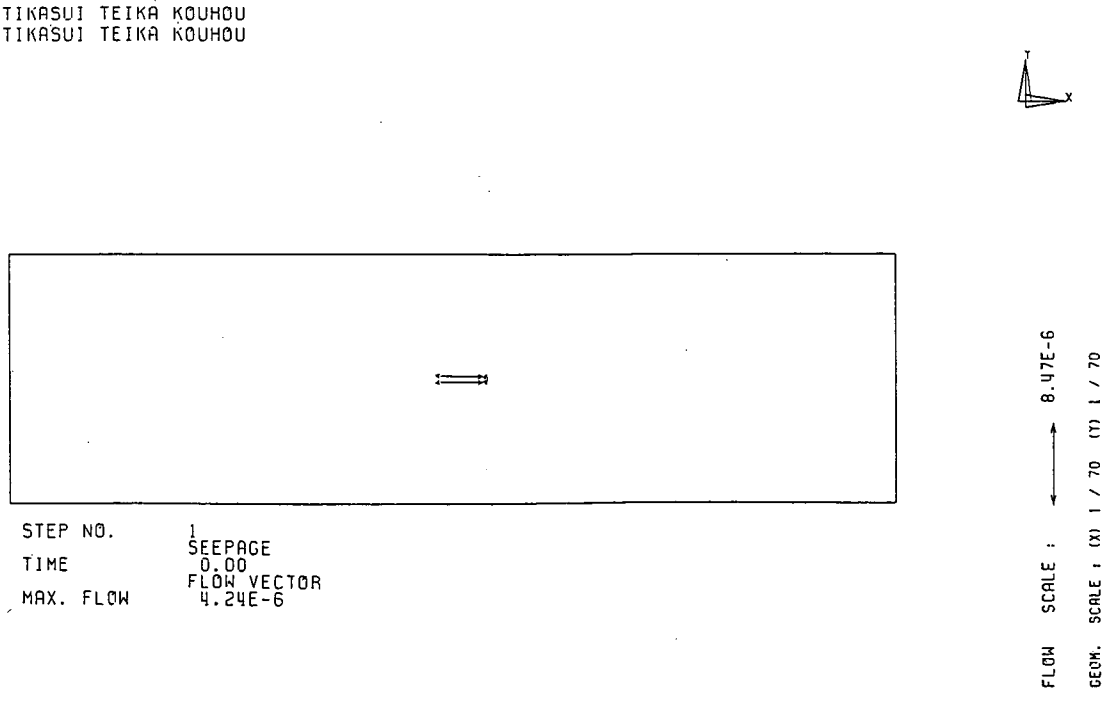
図－7.3.21　地下水水頭等高線図（解析ケース３）



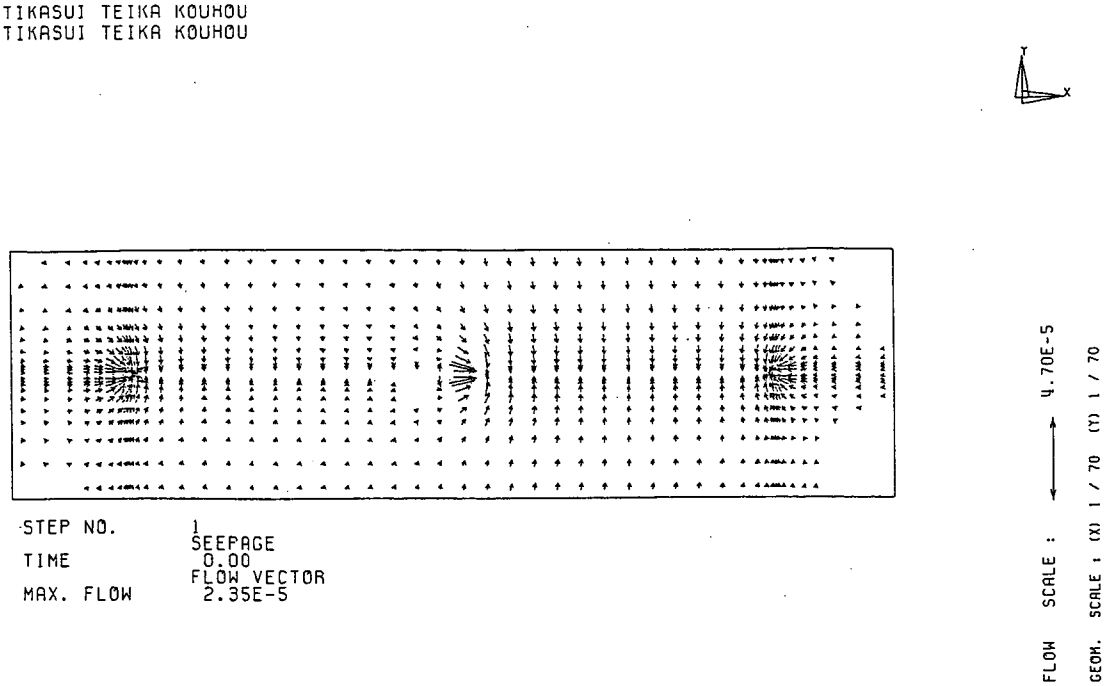
図－7.3.22　地下水水頭等高線図（解析ケース４）



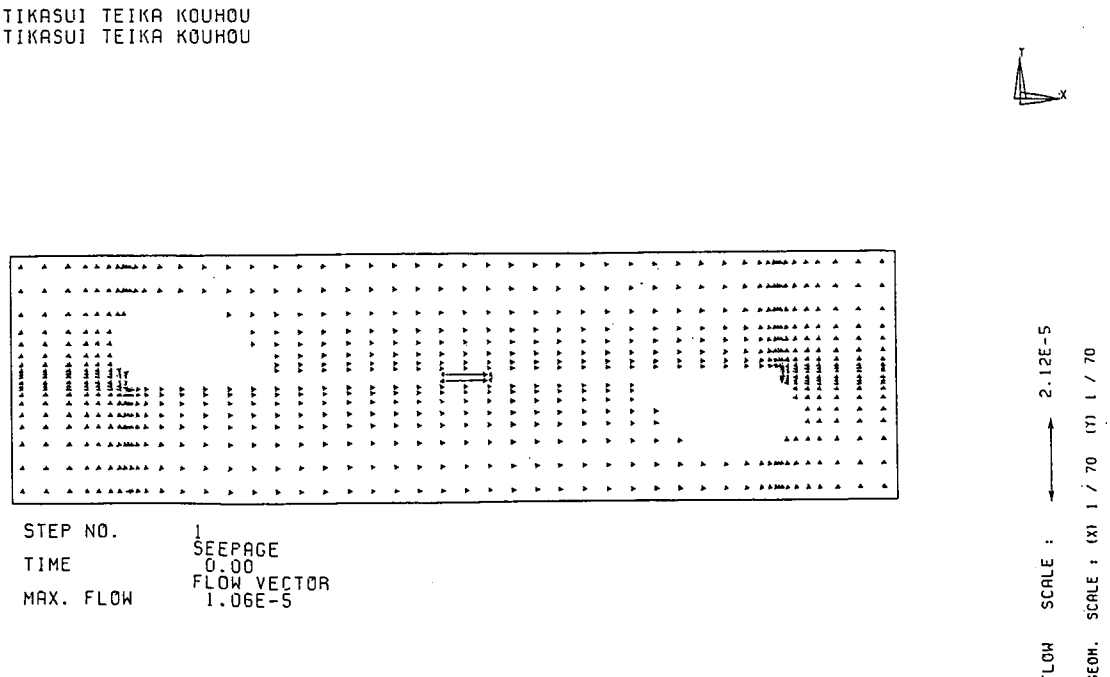
図－7.3.23　流速ベクトル図（解析ケース１）



図－7.3.24　流速ベクトル図（解析ケース２）



図－7.3.25　流速ベクトル図（解析ケース３）



図－7.3.26　流速ベクトル図（解析ケース４）

図－7.3.25に示す。

d) 止水壁と併用して地下水流を考慮した場合（解析ケース4）

図－7.3.22の水頭等高線図が示すように止水壁の上流と下流では水頭差が0.1m程でしかなく、懸念された止水壁による上流側のダム効果と下流側の井戸渇れ等の周辺地下水の影響は少ないと見られる。また解析ケース3と表－7.3.6の揚水量で比較してみると揚水量をかなり少なくすることができる。なお、流速ベクトル図は図－7.3.26に示す。

② 圧密の検討

地下水低下工法による周辺地盤への影響として圧密沈下の検討を行う。

1) 計算条件

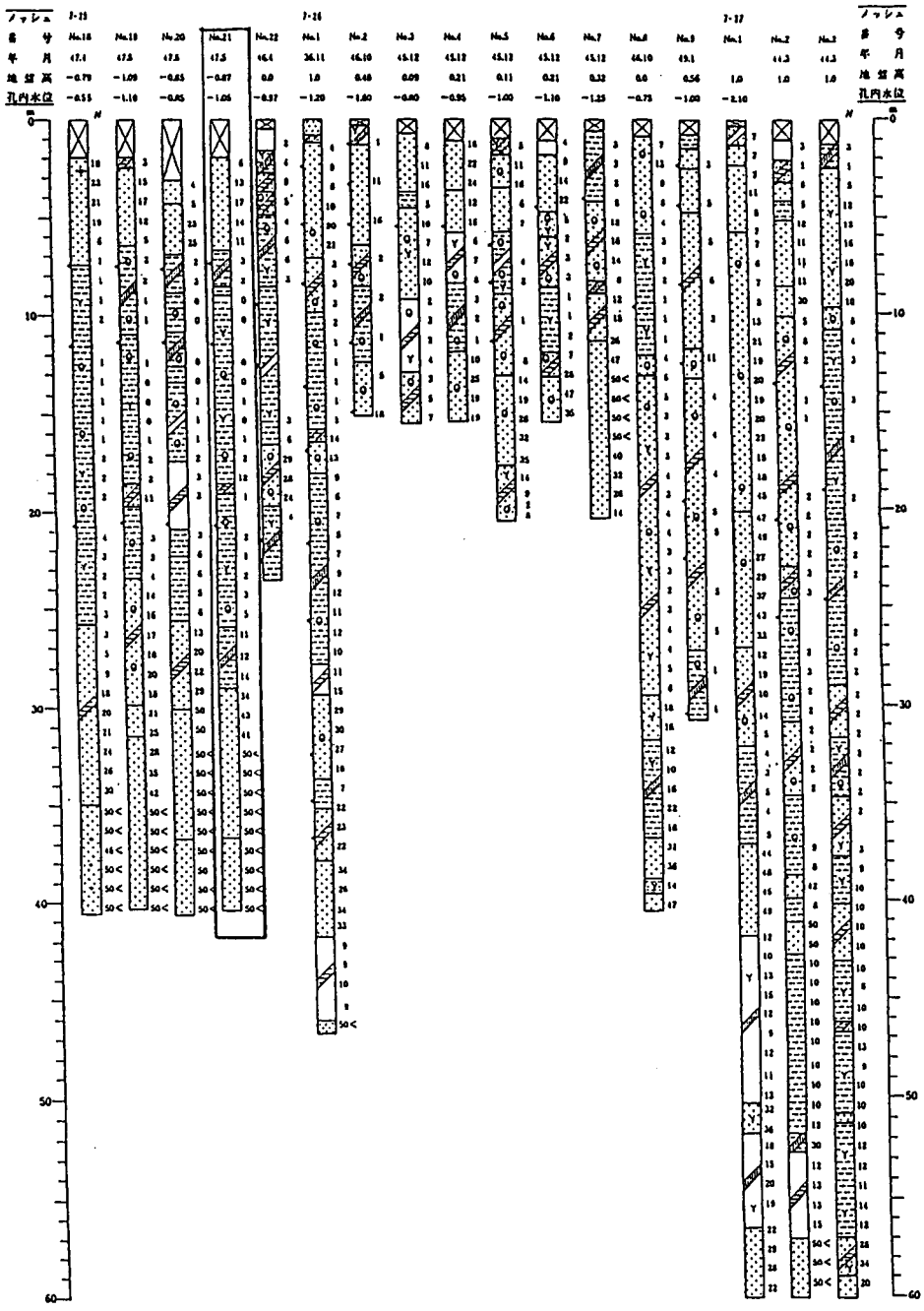
土質条件は「東京総合地盤図Ⅰ[1] 東京都地質図集3 土質試験結果一覧表 表－7.3.7）、地質柱状図（図－7.3.27）」により表－7.3.8に示す。

表－7.3.7 土質試験結果[1]

メッシュ		7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-25	7-26	7-26	7-26	7-26	7-26	7-26
調査地点番号		19	20	20	20	21	21	21	22	22	22	22	1	1	1	1	1	1
試料番号		3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4	1	2	3	4	5	6
地盤高 (m)		-1.09	-0.85	-0.85	-0.85	-0.87	-0.87	-0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
採取深度 (m)		20.00 ～ 20.80	7.00 ～ －	11.00 ～ 11.80	20.00 ～ 20.80	7.00 ～ －	11.00 ～ 11.80	20.00 ～ 20.80	9.00 ～ 9.90	12.00 ～ 12.90	21.50 ～ 22.25	22.70 ～ 23.50	2.15 ～ 2.45	5.30 ～ 5.60	8.10 ～ 8.40	13.12 ～ 13.41	16.95 ～ 17.25	21.40 ～ 21.74
N値		3	2	0	3	2	0	1	0	0	4	4	9	20	3	1	13	6
地質名		YL	YL	YL	YL	YL	YL	YL	YL	YL	NA	NA	YU	YU	YU	YL	NA	NA
現場呼称		SL	SD-SL	SD-SL	SL-CL	SD-SL	SL	SL	CL-SL	CL-SL	SD-SL	SD-SL	FS	FS	SL-FS	SL	FS	SD-SL
粒度試験	礫分 (%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	砂分 (%)	6	6	32	22	36	10	12	27	6	44	13	88	89	77	16	82	30
	シルト分 (%)	47	55	35	47	50	42	41	36	40	26	35	7	6	13	48	6	40
	粘土分 (%)	47	39	33	31	14	48	47	37	54	30	62	5	5	10	36	12	30
	最大粒径 (mm)	0.250	0.840	0.840	0.840	2.000	0.250	0.420	4.760	4.760	4.760	0.840	－	－	－	－	－	－
	60 % 径 (mm)	0.0084	0.0110	0.0380	0.0270	0.0600	0.0095	0.0130	0.0240	0.0072	0.1000	0.0090	－	－	－	－	－	－
	30 % 径 (mm)	－	－	－	－	－	－	－	－	－	0.0049	－	－	－	－	－	－	－
	10 % 径 (mm)	－	0.0012	－	0.0010	0.0030	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	均等係数 U_c	－	9.20	－	27.00	20.00	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	200#フルイ通過百分率	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
単位体積重量 γ_t (g/cm³)		1.690	1.550	1.700	1.670	1.750	1.590	1.610	1.640	1.560	1.650	1.640	－	－	－	－	－	－
乾燥密度 γ_d (g/cm³)		－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
土粒子の真比重 C		2.670	2.640	2.730	2.700	2.690	2.640	2.640	2.670	2.680	2.690	2.670	2.760	2.770	2.700	2.660	2.730	2.690
間隙比		－	－	－	－	－	－	－	1.56	1.84	1.48	1.86	－	－	－	－	－	－
含水比 w (%)		63.00	94.20	50.40	56.20	46.50	64.30	58.50	56.80	65.60	52.00	65.60	29.60	27.40	41.50	65.30	21.50	60.50
飽和度 S_r (%)		－	－	－	－	－	－	－	97.30	95.40	94.80	94.00	－	－	－	－	－	－
液性限界 W_L (%)		63.00	－	40.00	51.00	－	48.00	56.00	52.00	71.00	38.00	51.00	－	－	34.00	55.00	－	53.00
塑性限界 W_P (%)		39.00	－	25.00	32.00	－	37.00	31.00	25.00	29.00	23.00	27.00	－	－	21.00	30.00	－	28.00
塑性指数 I_P		24.00	－	15.00	19.00	－	11.00	25.00	27.00	42.00	15.00	24.00	－	－	13.00	25.00	－	25.00
流動指数 I_f		－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
一軸圧縮試験	圧縮強さ q_u (kg/cm²)	1.808	－	0.560	1.200	－	0.837	1.368	0.660	0.760	0.849	0.873	－	－	－	－	－	－
		－	－	－	－	－	－	－	0.783	0.855	0.640	0.889	－	－	－	－	－	－
	ねり返し強さ q_{ur} (kg/cm²)	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	鋭敏比 S	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	変形係数 E_{50} (kg/cm²)	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
三軸圧縮試験	試験条件	UU	－	UU	UU	－	UU	UU	UU	UU	UU	UU	－	－	－	－	－	－
	粘着力 C (kg/cm²)	0.780	－	0.220	0.570	－	0.400	0.650	0.380	0.320	0.380	0.390	－	－	－	－	－	－
	内部摩擦角 φ (度)	3.30	－	2.00	3.00	－	2.00	1.00	3.30	9.45	7.00	6.15	－	－	－	－	－	－
	変形係数 E_{50} (kg/cm²)	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
直断接せん試験	試験条件	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	粘着力 C (kg/cm²)	0.930	－	0.200	0.640	－	0.560	0.840	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	内部摩擦角 φ (度)	9.30	－	22.20	16.00	－	10.00	17.20	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
圧密試験	圧密降伏応力 P_y (kg/cm²)	1.520	－	1.350	3.350	－	1.240	4.000	1.060	0.990	1.170	1.470	－	－	－	－	－	－
	圧縮指数 C_c	0.600	－	0.465	0.690	－	0.710	0.545	0.472	0.714	0.420	0.700	－	－	－	－	－	－
試験年月		47.5	47.5	47.5	47.5	47.5	47.5	47.5	46.4	46.4	46.4	46.4	36.11	36.11	36.11	36.11	36.11	36.11

2) 計算方法

G. L－11.4m、GL－20.4mそれぞれの常時・揚水時の有効上載荷重を計算し、圧密降伏応力と比較してその地層の圧密状態を検討する。



図－7.3.27　土質柱状図[1)]

a)　G. L－11.4mの常時の有効上載荷重

$W1 = 1.6 \times 1.0 + 0.6 \times 1.0 + 1.0 \times 4.5 + 0.75 \times 2.0 + 0.59 \times 2.9$

$= 9.91 t/m^2 < Py1$ →過圧密状態

b)　G. L－11.4mの揚水時の有効上載荷重

$W1 = 1.6 \times 2.0 + 2.0 \times 0.85 + 1.0 \times 3.65 + 0.75 \times 2.0 + 0.59 \times 2.9$

$= 11.76 t/m^2 < Py1$ →過圧密状態

c) G. L－20.4mの常時の有効上載荷重

$W2 = 1.6 \times 1.0 + 0.6 \times 1.0 + 1.0 \times 4.5 + 0.75 \times 2.0 + 0.59 \times 10.5 + 0.61 \times 1.4$

$= 15.24 t/m^2 < Py2$ →過圧密状態

d) G. L－20.4mの揚水時の有効上載荷重

$W2 = 1.6 \times 2.0 + 2.0 \times 0.85 + 1.0 \times 3.65 + 0.75 \times 2.0 + 0.59 \times 10.5 + 0.61 \times 1.4$

$= 17.10 t/m^2 < Py2$ →過圧密状態

3) 結 果

それぞれの地層において揚水時に地下水が低下しても、過圧密状態にあるので圧密沈下は起こらないと言える。

表－7.3.8 土質条件

	層 厚 (m)	単位体積重量 (t/m³)
表 土	2.0	1.6
砂	4.5	2.0
砂質シルト	2.0	1.75
シルト1	10.5	1.59
シルト2	7.0	1.61

地下水位：常時G. L－1.0m，＊揚水時G. L－2.85m

Py1：G. L－11.4mの圧密降伏応力＝12.4t／m²

Py2：G. L－20.4mの圧密降伏応力＝40.0t／m²

＊揚水時地下水位の設定は解析ケース1を想定し、また表－7.3.7より地盤高T，L－0.87m（G. L±0.0m）であるため目標低下地下水位のT. L－3.0mを達成している。

③ まとめ

このモデル地区において地下水低下工法を用いた場合の周辺環境への影響は小さいと見られる。またポンプによる揚水と止水壁を施工してポンプで揚水した場合とを比較した。止水壁が完璧に施工された状態では揚水量が少なくすることができる。

今回これらの検討は1箇所のボーリングデータだけで行っている。より詳細な検討をする時は多くのボーリングデータが必要となる。

（竹中工務店）

(3) 対策工の諸元の設定

1) 単独使用の場合

ここでは対策工としてウェルポイント工法を取り上げる。この工法を取り上げる理由としては、

・対策工としては最も一般的であること

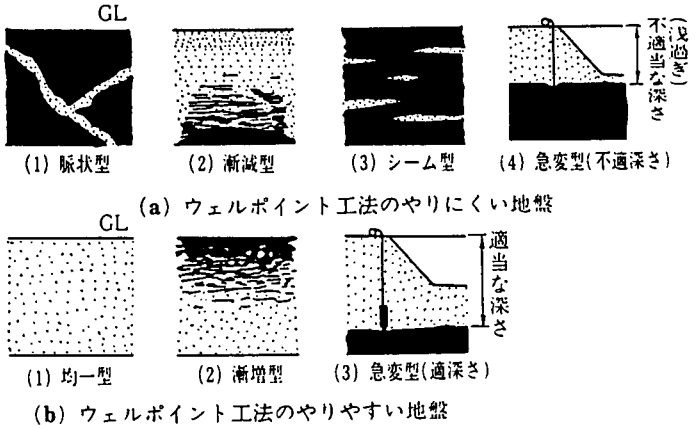
・施工費が安価であること

・対策工としての設計と施工に実績があること

・このモデル地区の場合、高々２～３ｍの水位を下げるだけで良いこと

などが挙げられる。

また、ウェルポイント工法の適用に関して、文献１）にそのポントが述べられているので、参考として引用しておく。「ウェルポイント工法の適用性は、地盤の性状によって困難度が異なる。図－7.3.28には、ウェルポイント工法のやりにくい地盤、やりやすい地盤の模式図を示しているが、地盤の透水層・不透水層の成層状態によって大きく異なる。したがって、ウェルポイント工法を適用する場合には、地盤の成層状態（地盤の型）、透水係数を考慮するとともに、透水層の厚さ、地下水補給源の位置（例えば、海や川）、ウェルポイント工法の配列形状、地下水位の低下深さ、透水層のシルト・粘土含有量を総合的に経験を生かして判定する必要がある。」



図－7.3.28 ウェルポイント工法と地盤の型[1)]

① ウェルポイントの設計

ウェルポイントの諸元（本数、間隔、ポンプ台数、設置深さなど）を決定するために、図－7.2.25に示した設計フローに従って設計を行う。

a. 排水量の検討

前節の浸透流解析の結果より、定常状態での排水量をＱ＝1.0 ㎥／min 程度と設定する。

b. ウェルポイント１本当りの排水能力

１本当りの排水能力ｑｗ’ は、図－7.2.27、表－7.2.6、表－7.2.7を参考にして決定するが、ここでは表－7.2.6を参考とすると、地盤の透水係数がｋ＝1 $\times 10^{-4}$ｍ／ｓの場合で排水能力はｑｗ’ ＝(10 ～20) $\times 10^{-3}$㎥／min となる。

c.　ウェルポイントの本数

ウェルポイントの本数nを式（7.2.14）により算出する。

$$n=（2\sim3）Q／qw'=2.5\times1.0／15\times10^{-3}=170本$$

ここに、Q　　：定常状態の排水量（㎥／min）

qw'　：ウェルポイント1本当りの揚水能力（㎥／min）

d.　ウェルポイントの間隔（ピッチ）

ウェルポイントの間隔aを式（7.2.15）により算出する。

$$a=L／n=1200（前節より）／170=7.0m$$

ここに、L：ヘッダーパイプの長さ（m）

n：ウェルポイントの本数（本）

したがって、a＞2.0mなので設計フローに従うとウェルポイントの間隔は2.0mとなる。

e.　ウェルポイント用ポンプ台数の算定

ポンプ台数Nは表-7.2.8を参照して式（7.2.16）にて求める。

$$N=（2\sim3）Q／（0.7\sim0.8）E=2.5\times1.0／0.75\times2.5=1.5$$

ここに、E：ヒューガルポンプの排水量

このように全体として1.5台程度となるが、ここでは工学的に判断して延長200m当りに1台設置するものとする。

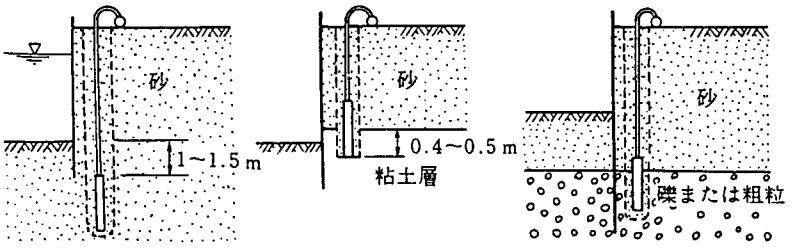
f.　ウェルポイント設置深さの設定

このモデル地区のような地層構成の場合、図－7.3.29に示した（b）に類似していると思われるので設置深さを6.5m程度とする。

②　ウェルポイントの施工

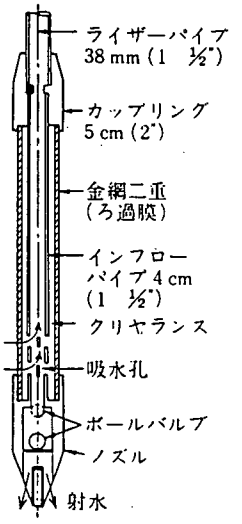
a.　ウェルポイントの機構

ウェルポイントとは、外径5～8㎝、長さ0.5～0.7mのポーラスなスクリーンを有する吸水管からできた全長約1.0mの小井戸の先端部分のことである。現在使用されているものは、先端から水を射出しながら設置できるセルフジェッティングタイプとなっている。ウェルポイントの詳細図を図－7.3.30に示す[1]。



（a）一様な砂層　（b）下部に粘土層がある場合　（c）下部に礫層等がある場合

図－7.3.29　ウェルポイントの配置例[1]



図－7.3.30　ウェルポイントの構造[1]
(Griffin式)

b.　ウェルポイントの施工方法

ウェルポイントの施工手順を図－7.3.31に示す。また、ウェルポイント工法の設置概要図を図－7.3.32、ウェルポイントの設置平面の概要を図－7.3.33、および設置断面図を図－7.3.34に示す。

i．工事準備

工事準備に当たってのポイントを以下に記述する。

・継手部分の点検（気密保持のため）

・電力設備電源の確保（通常ポンプ１セット当りで200V、20～30kw程度）

・予備電源の確保（停電時対応）

ii．打ち込み

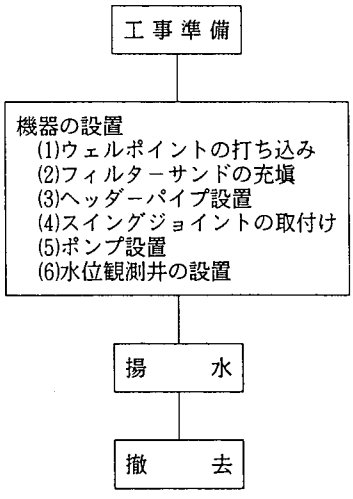
ウェルポイントの打ち込みに当たってのポイントは以下の通りである。

・穿孔カッターの使用（ジェットのみの穿孔が不十分な場合）

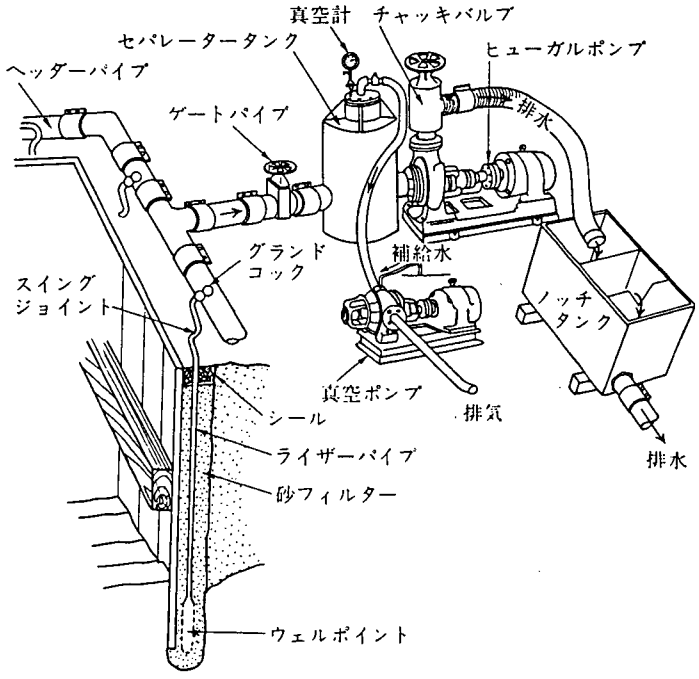
・サンドフィルターの所定量の充填

・サンドフィルターの粒度の範囲に留意

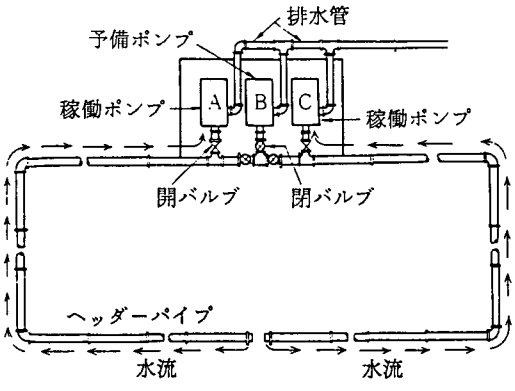
$$4D_{85} > D_{f15} > 4D_{15}$$



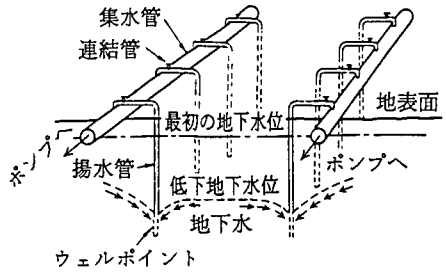
図－7.3.31　ウェルポイントの施工手順
（文献1)を一部修正）



図－7.3.32　ウェルポイント工法設置概要図[1)]



図－7.3.33　ウェルポイント設置平面の概要図[1)]



図－7.3.34　ウェルポイント設置断面図[1)]

ここに、D_{f15}　：フィルター用に使用する砂の粒径加積曲線における15%に相当する粒径

D_{15}、D_{85}：地盤の土の15%、85%に相当する粒径

ⅲ．ヘッダーパイプの設置

ヘッダーパイプの設置に当たってのポイントは以下の通りである。

・接続箇所のペンキ、パテ等による塗布（気密保持のため）

ⅳ．ポンプの設置

ポンプ設置に当たってのポイントは以下に述べる通りである。

・最も効率的な配置の考慮（図-7.3.33参照）

・ポンプステーションが動揺しない基礎の構築

・ヘッダーパイプの位置と同レベルに設置

ⅴ．揚　水

機器の設置がすべて終了した後、揚水を行う。

まず、ポンプ、真空ゲージ（真空計）およびウェルポイント、ヘッダーパイプの設置にミスがないかを点検する。各機器の設置を点検した後、運転を開始する。運転手順は、図－7.3.32より、真空ポンプのスイッチを入れ、真空ゲージの上昇を確認後セパレータータンクのコックおよび各ウェルポイントのグランドコックを開放し、排水ポンプを運転させ、チャッキバルブを開き揚水を行う[1)]。

ウェルポイント揚水中の管理の注意点は、現場の状況を見回りのたびに真空度、揚水量の変化をチェックすること、エアー漏れを確かめて漏れを確認したらすぐに止めること、ポンプ類の給油、パッキン類の交換は手早く行うこと等である[1)]。

2)　補助工法（止水壁）併用の場合

ここでは、近隣家屋に及ぼす悪影響（特に沈下）を防止するために、止水壁を併用した場合を考えた。止水壁としては通常のソイル柱列工法を使用するものとする。

また、前節の浸透流解析結果より揚水量は$Q=2.65\times10^{-3}$ ㎥／min 程度の極めて少量なので、井戸としては排水井戸程度のものを考えた。

a.　止水壁について

ソイル柱列の打設深さを7.0m程度、延長は道路と平行して打設すると考えると1,200m程度となる。

b.　排水井戸

広い歩道が車道に併設されているので、この歩道沿いに1,200m当り５箇所程度と考えた。

(4)　総合評価

1)　工事費の算出

表－7.3.9に、ウェルポイントを単独使用した場合と補助工法（止水壁）を併用した場合（通常の排水井戸使用）の工事費について比較した結果を示した。ここでの比較項目は、

a.　算出条件

b.　イニシャルコスト

c. ウェルポイント設置費、維持費等（１年当り）

d. トータルコスト

の４つとした。

表－7.3.9　コストの比較表（単独使用の場合および補助工法併用の場合）

項　　目	①単独使用の場合	②補助工法（止水壁）併用の場合
a．算出条件	・ウェルポイントの本数（２m間隔に１本）　600 本×2 列=1,200本 ・ポンプステーション　6 ヶ所×2 列=12 ヶ所 ・観測井戸　25 ヶ所×2 列=50 ヶ所 ただし、ウェルポイントは機能維持のため５年使用毎に全部取替えとする。	・止水壁　1,200m ×2 列×7m=16,800 ㎡ ・排水井戸　5 ヶ所×2 列=10 ヶ所 ・観測井戸　5 ヶ所×2 列=10 ヶ所
b．ｲﾆｼｬﾙｺｽﾄ	・土木工事費 ﾍｯﾀﾞｰﾊﾟｲﾌﾟ 埋め込み ﾎﾟﾝﾌﾟｽﾃｰｼｮﾝ 地下化 道路横断排水溝工事等 ・観測井戸設置工事（計測システム込み） 以上の一式を１．０の工事費とする。	・土木工事費 止水壁工事 歩道の舗装撤去及び現状復旧工事等 ・観測井戸設置工事（計測システム込み） ・排水井戸設置工事、水中ポンプ設置工事等 単独使用の場合に比べて４．１８倍の工事費となる。
c．ｳｪﾙﾎﾟｲﾝﾄ設置費、維持費等（１年当り）	・絶対に必要 一式を１．０の工事費とする。	・不必要
d．ﾄｰﾀﾙｺｽﾄ	・揚水期間を50年間とする。 一式を１．０のコストとする。	・揚水期間を50年間とする。 単独使用の場合に比べて０．１５倍のコストとなる。

同表より、②補助工法併用の場合の方がトータルコストとしては割安である（ただし、このモデル地区の場合）ことが分かる。

2)　総合評価

このモデル地区において、ウェルポイントを単独使用した場合と補助工法（止水壁）を併用した場合（通常の排水井戸使用）の比較を総合的に評価するに当たっての評価項目を以下の４つとする。

①　この地区での水位低下の効果について

②　この地区での環境に与える影響について

具体的な内容としては、以下に示す項目である。

a.　揚水に伴う圧密沈下

b.　施工に伴う振動

c.　施工に伴う騒音

③　コストについて

イニシャルコスト、ランニングコスト、維持コストの３つを加算したものとして考える。

④　この地区における施工性について

具体的には以下の4項目と思われる。

a.　建物などの近接施工

b.　狭隘施工

c.　資機材の搬入と搬出

d.　その他近隣住民への迷惑事項

以上の観点から2つの場合を評価した結果を取りまとめて表－7.3.10に示す。このように補助工法併用の場合の方が総合的に評価が高くなった理由は、50年という長期にわたる揚水期間を考えると、コスト的には補助工法併用の場合はイニシャルコストは大きいものの維持コストが殆ど不必要となることから、トータルコストとしては格段に割安となるからである。

表－7.3.10　比較評価表

ケース	(1)効　果	(2)環　境	(3)コスト	(4)施工性	総合評価
①単独使用	○	○	×	△	△
②補助工法併用	○	△	○	△	○

○：良い　　△：普通　　×：悪い

ただし、環境について一般的な評価と逆の結果になっている（通常、単独使用の方が圧密沈下が大きいので評価は下がる）のは、このモデル地区の特異性（沈下は殆ど無い）に依存していることに注意を要する。

このモデル地区において止水壁を併用する補助工法を採用するとすると、技術的には既存の延長線上で対応は可能であると思われるが、環境面、行政面における住民のコンセンサス作りの努力もまた必要であることは言うまでもない。

（竹中土木）

参考文献

1)　土質工学会編：根切り工事と地下水－調査・設計から施工まで－，pp.208～215，1991.

7.4　まとめと今後の課題

7.4.1　本年度の研究のまとめ

平成5年度は、モデル地区内の主要道路を対象に、広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の可能性を検討した。その結果、以下のことが明らかになった。

・広域的液状化対策工法として、地下水位低下工法が適用可能である。

・適用に当たっては、既存の技術で対応可能である。

ただし、従来の構造物ごとの耐震地盤対策と異なり、広範囲な地域全体の耐震対策であるため、都市防災全体に関わってくるテーマであり、行政的観点も必要になってくる。たとえば、地下水位低下による周辺環境への影響の評価や、地域住民がどの程度の周辺環境への影響を受け入れるか（ＰＡ）という問題において高度に行政的な判断が必要とされる。本研究において、この様な行政的観点まで立ち入るのは困難である。

7.4.2　今後の課題

地下水位低下工法及び補助工法を広域的液状化対策に適用するに当たって、広域的対策であるが故の特別な研究課題はないと考えられた。

従って、平成6年度以降は、広域的な耐震地盤対策の実施手順及び平成5年度に実施したモデル地区での可能性検討事例をマニュアル化する。ただし、マニュアルを作成するにあたっては、以下の項目について注意する必要がある。

a)　「広域」、「液状化危険度」等の用語の定義を適切に行う。

b)　広域に適した地盤調査法について十分記述する。

c)　地下水位低下工法の周辺環境への影響評価手法、規制値等について十分整理、記述する。

（鹿島）

8章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

第8章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

8.1　今年度の研究概要

昨平成4年度では、対象工法の現状を整理するため、第1グループでマニュアル案の体系化の一次案をとりまとめた。また、第2～5グループから第1グループに対してそれぞれの対策工法を構造物に適用するにあたっての課題が指摘された。

今年度はそれらを踏まえて

① マニュアル案の構成と内容骨子の検討

② ①の結果を受けて、マニュアル案の条文・解説の素案の作成と今後の検討事項の整理

を行った。

これらの作業の進め方は、以下に示す方針に従い実施した。

① 各グループから共通事項もしくはそれに近い内容について検討する担当者を集めた“共通ワーキンググループ”を構成し、役割分担を表－8.1.1のように定めた。

② 各個別の構造物に対するものに対しては、各グループで“個別ワーキンググループ”を組織し、各項目についての設計上の考え方を整理するとともに、それらを条文・解説の草案を作成した。

③ ②の個々の内容についてはまとまった項目のものから“共通ワーキンググループ”に提出し、内容の調整および問題点の明確化を図った。

④ ③で抽出された各構造物毎の設計手法、条件に関する問題点に対しては土研側担当者と十分協議した上で幹事会においてまとめの方向を定めた。

表－8.1.1　マニュアルWGの構成

社　名	担　当	役　割
日本技術開発	幹　事	WGの招集・進行、原稿のとりまとめ
不動建設	1　G	原稿の執筆（必要に応じて関連メンバー間で分担）
復建調査設計	2　G	
フジタ	3　G	
五洋建設	4　G	
鹿島建設	5　G	

今年度の成果として作成したマニュアル（案）は別冊にとりまとめたが、その概要を以下に示す。

① マニュアル（案）の内容構成については、表－8.1.2に示す目次を定めた。これに従い、1～3章では、4章以下の各論に対する基本事項や共通事項についてとりまとめた。

表－8.1.2　マニュアル（案）内容と作成状況

目　次	内　容　と　作　成　状　況	担　当
1．総　説	マニュアルの目的、適用範囲、液状化対策工の設計・施工の基本方針などの基本的事項について条文・解説（案）を作成した。	日本技術開発㈱
2．調　査	3章以下に係わる調査項目・内容およびその方法について草案を作成した。今後、3章以下との内容調整を行ない最終（案）とする。	日本技術開発㈱
3．各種対策工法に関する一般事項	昨年度作成した一次案をもとに、4章以下の各構造物との共通編的に取扱えるような構成・内容として条文・解説の形での草案をとりまとめた。今後、内容の充実を図るとともに4章以降との内容調整や二段階設計法に対する考え方を整備していく。	不動建設㈱
4．盛土・堤防構造物に対する液状化対策	1～3章の内容を踏え、各構造の特性に応じた震後の確保目標水準を具体的にイメージし、設計の基本方針、設計条件等の基本事項について草案を作成した。 また、各対策工の設計では、上述の内容を踏え、昨年度の一次案をレベルアップし草案としてとりまとめた。 今後、研究内容を順次とり入れるとともに、各章との整合性に留意し内容の充実を図る。	復建調査設計㈱
5．線状地中構造物に対する液状化対策		㈱フジタ
6．面状地中構造物に対する液状化対策		五洋建設㈱
7．広域地盤に対する液状化対策	4～6章とは対策の考え方が基本的に異なること、また、その対策方法として現時点では地下水位低下工法に限定されることから別冊的な取扱いでとりまとめることとしその草案を作成した。今後は、研究内容の進捗を踏え、より具体的な内容としていく必要がある。	鹿島建設㈱
8．各種対策工法の施工法	各工法で統一的な内容構成目標昨年度作成の一次案を再構成しとりまとめた。今後、各工法間での調整を図り、最終案とする。	不動建設㈱
付属資料 設計計算例	本マニュアル（案）に従った計算例をとりまとめる。 今年度まだ未着手であり次年度以降マニュアル（案）の整備状況を踏え、順次作成する。	

② 4～7章は、本研究で対象とする各構造物に対する各論であり、今年度は主に1～3章の内容を受け、各構造物で耐震対策の基本方針や設計条件等の各対策工法の設計に係わるものを整理して示した。

③ 4～7章での各対策工の設計法は、整備工法である締固め、ドレーン工法は二段階設計法を想定し、とりまとめを図った。また、開発工法は目次に従い昨年度作成した一次案を再構成するとともにレベルアップを図った。

④ なお、7章に組み入れる広域地盤については、4～6章と基本的な対策の考え方が異なることから、当面は個別に取扱うこととして目次構成・内容骨子を定め、マニュアル（案）の草案を作成した。

8.2 マニュアル（案）の構成と内容骨子の検討

8.2.1 作成にあたっての基本方針について

マニュアル（案）の作成にあたっての基本方針としては、昨4年度に定めた2つの水準の地震動を対象に対策工法の設計・施工を行うこととし、その場合の問題点や検討事項を整理することを目的に以下に示す方針に従い作成することとした。

① 全体の構成に関しては、前回の共同研究で作成したマニュアル（案）を基本とする。

② マニュアルは、条文・解説の形式でとりまとめることを基本とする。

③ 対象構造物や対象工法が多種にわたることから、共通的な内容をとりまとめる章を設けることとした。

④ ただし、各構造物単独でも使用に耐えるような構成とし、若干の重複は仕方ないとした。

8.2.2 目次構成と内容骨子

8.2.1に示した基本方針に従い、マニュアル（案）の構成とその内容骨子を表－8.2.1、8.2.2のように定め、これにもとづき具体的な条文・解説の草案をとりまとめた。

表－8.2.1　マニュアル（案）の構成と内容骨子について

目　次	内容・骨子	備　考
1．総説	本マニュアル（案）で対象とする内容に関する基本事項を示す。	3章以下の各論での記載内容との調整を図る必要あり。
1.1　目的と適用範囲	目的：適用範囲に含まれる各種構造物の基礎地盤が液状化するものと判定された場合の各種対策工法の耐震設計（対象構造物を含む），施工法を規定する。 適用範囲：土構造物，線状・面状地中構造物，広域的地盤各々の新設・既設の場合の対策工法 ― 締固め，ドレーン，グラウト，動的締固め，ＤＭＭ，鋼材利用対策，構造物対策(その他の工法)	広域的地盤に適用する耐震対策工法に対する既設・新設の区分の必要性の有無？ 工法限定の理由を明記する。
1.2　軟弱地盤耐震対策工法の設計・施工の基本方針	2つの水準の地震動を対象に耐震対策工法の設計・施工を行うためには，それぞれの地震に対して確保すべき目標を明確に表現する。また，2つの水準の地震動を設計に用いることの意義について分かりやすく説明する。	
1.3　本マニュアルの性格	現時点における各種適用対象・構造物の液状化を対象とした耐震地盤対策工法の設計・施工に関する技術水準の内容をまとめたもの。	
1.4　関連する設計基準類	適用対象構造物本体の設計に関する設計基準類ならびに耐震対策工法の設計・施工に関係する既に公刊されている各種基準類を指摘する。	
1.5　用語の定義	このマニュアル（案）で共通的に用いる用語・省略語について記述する。	
2．調査	4章以下の各構造物ごとに示すものの，共通的な内容，基本姿勢を示す。	
2.1　調査の種類	1.1に規定した各種耐震対策工の設計・施工に必要な資料を得ることを目的に，2.2～2.5に述べる調査の種類を示す。	各対象施設の注意事項も解説に入れる。
2.2　構造物の調査	既設構造物の場合についてのみ対象とすることとし，対象構造物の種類毎に耐震地盤対策工法の設計・施工に必要な設計諸元の内容について明らかにする。	
2.3　地盤調査	対象となる地盤が地震時に液状化するものと判定され，その対策が必要と判断された場合で対策工法の設計・施工に必要となる地盤情報を得ることを目的に詳細な調査を行うものとし，その項目・内容を指摘する。	
2.4　耐震設計のための調査	対象構造物を含む耐震対策工法の耐震設計に必要な建設地点の耐震設計上の地盤種別，耐震設計上の基盤面および耐震計算（動的解析を含む）に必要な物性の把握のための必要な調査の内容と動的解析を行う場合の設計地震入力設定の考え方を述べる。	
2.5　施工条件調査	耐震対策工法の施工計画立案に必要となる調査項目として，地下埋設物および近接構造物，周辺環境，作業環境を対象とすることを述べる。	
3．各種対策工法に関する一般事項	本章でもって各工法の設計内容（何が条件で何をさだめるか）の概要がわかるものとする。	
3.1　軟弱地盤耐震対策工法一般	軟弱地盤耐震対策工法を概観し，検討の対象とする工法を示す。	
3.2　締固め工法		
3.2.1　概要	工法の改良原理，細分化された締固め工法の種類を示す。	
3.2.2　特徴	締固め工法の特徴を示す。	
3.2.3　設計に用いる用語の定義	締固め工法に固有の設計を用いる用語を定義する。	
3.2.4　設計用定数	設計に必要な原地盤物性，改良地盤物性，構造物物性の項目を示す。	
3.2.5　設計用地震力	設計に用いる地震力を示す。	
3.2.6　改良仕様の設定方法	設計の基本的な流れ，考え方を示す。	
3.2.7　適用上考慮する事項	適用に当たって考慮すべき一般事項を示す。 (1)　地盤条件：改良効果が得られる地盤 (2)　施工条件：施工スペース，近接構造物，材料，施工深度 (3)　環境条件：振動・騒音 (4)　構造物条件：既設・新設 (5)　経済条件 (6)　その他	
3.3　ドレーン工法	細目は3.2に同じ	
3.4　グラウト工法		
3.5　静的締固め工法 A．コンパクショングラウチング工法		
B．特殊石灰パイル工法		
3.6　深層混合処理工法		
3.7　鋼材を用いた対策工法		
3.8　その他の工法		構造物補強をどこに盛り込むか？
3.8.1　ジオテキスタイル工法		

表－8.2.1　マニュアル（案）の構成と内容骨子について（つづき）

目　次	内容・骨子	備　考
（4，5，6，7）○○○の液状化対策工法の設計		4章；盛土，堤防構造， 5章；線状地中構造物， 6章；面状地中構造物， 7章；広域地盤
○．1　設計の基本方針	(1)　耐震対策工法の耐震設計にあたっての留意事項を記す。 〔文案例〕：○○○構造物の液状化対策のための対策工法の耐震設計にあたっては，当該施設および構造物の機能，構造特性，地形，地質，地盤条件，既往の類似構造物の震害事例当該施設の重要度，周辺環境，立地条件などを考慮して耐震対策工法の設計ばかりでなく，対象となる施設・構造物全体が十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。 (2)　通常レベルの地震動に対する耐震計算法もしくは地震時対策工法の設計諸元を定めるための設計法の考え方と安全性の照査の考え方を記述する。 (3)　大規模地震の際の耐震対策工法の安全性の照査基準について対象とする施設・構造物の機能と関連させて述べる。 (4)　重要もしくは地震時の挙動が複雑な施設・構造物に対しては動的解析を適用して安全性を照査することが望ましい旨を表現する。	具体の機能上の特色については個別に解説中に書き込む。
○．2　設計条件		
○．2．1　地盤条件	対策工法の設計に必要な地層構成，地下水位，各地層の土質諸定数の設定の考え方を述べる。	構造物の安定計算，各対策工の設計において必要となる土質定数等の整理要
○．2．2　構造物条件	対策工法の設計に必要な当該構造物の基礎を含む，構造諸元および使用材料の材質と許容応力度および安全率（安全係数）についてまとめる。	限界状態をどう設定し，どのような照査法（基準）とするか，どこまで具体的な設定が可能か？ (1)　許容応力度および安全率については2つの水準の地震力に応じたものとする必要がある。 (2)　限界状態設計法の書式でまとめる必要があるとすれば，構造本体および必要に改良体の許容応力度の規定は不要となる。
○．2．3　設計に考慮すべき限界状態	2つの水準の設計地震入力に応じて各対策工法や対象構造物の諸元，地盤条件を考慮した安全性を照査すべき適切な設計において考慮すべき限界状態を定義するとともに，具体的な荷重および抵抗モデルを提示する。	
○．2．4　設計地震入力	耐震設計上の基盤面における2つの水準の設計地震入力の大きさを規定する。	・盛土等土構造物に対しては別途，応答震度の算出方法について規定する必要あり。 ・液状化判定では，継続時間，不規則性，繰返し回数などの設定も必要となる。
○．3　対策工の必要性の判定		
○．3．1　液状化の判定	当該施設・構造物の存在を無視した，いわゆる水平原地盤状態での液状化の判定方法について，2つの水準の設計地震入力に適用する手法を述べる。さらに，当該施設・構造物が建設された地盤内の応力状態の変化を考慮した場合の液状化判定への反映の考え方についても規定する。	構造物が建設された場合の地盤評価について，どこまで規定できるか。
○．3．2　当該構造物の安全性の検討	液状化すると判定された場合の当該構造物の耐震安全性の照査方法，条件，安全性の照査基準を規定する。	変位，変形問題についてどこまで取り込むか（取り込めるか）
○．4　対策工法を選定の留意点	(1)　対策工法の比較選定にあたっての留意事項を網羅的に述べる。 (2)　評価選定マトリックス	ばらつきのある各種工法を同一レベルで客観的に評価できるか。
○．5　各種対策工法の設計法		
○．5．1　一般	対策工法の分類とそれぞれの工法群の設計の作業項目および実施手順を明らかにする。	
○．5．2　締固め工法 (1)　動的締固め (2)　静的締固め	(1)　設計方法 (2)　設計手順 (3)　設計手法および設計条件 ①　改良目標値の設定 ②　改良範囲・地盤物性の設定 ③　過剰間隙水圧の算定 ④　構造物および対策工に対する安全率の算定 ⑤　対策工の評価 (4)　動的応答解析による照査方法 (5)　対策工法を施工した後の状態での当該施設・構造物の安全性照査の考え方，計算手法，条件を規定する。	
○．5．3　ドレーン工法	(1)　設計方針 (2)　設計手順 (3)　設計手法および設計条件 ①　ドレーンの打設ピッチの設定 ②　改良範囲・地盤物性の設定 ③　過剰間隙水圧の算定 ④　構造物および対策工に対する安全率の算定 ⑤　対策工の評価 (4)　動的応答解析による照査方法 (5)　対策工法を施工した後の状態での当該施設・構造物の安全性照査の考え方，計算手法，条件を規定する。	
○．5．4　深層混合処理工法	細目・内容等同上	
○．5．5　グラウト工法	細目・内容等同上	
○．5．6　構造対処 (1)　鋼材 (2)　鉄筋コンクリート	細目・内容等同上	
○．5．7　その他の工法	細目・内容等同上	

表－8.2.1　マニュアル（案）の構成と内容骨子について（つづき）

目　次	内容・骨子	備　考
8．各種対策工法の施工法		
8.1　締固め工法		
8.1.1　施工手順	事前調査，本工事，事後調査までをフローチャートで示し，必要な箇所は留意点を示す。 (1)　施工手順：フローチャートを示す。 (2)　事前調査：留意点を述べる。 ・地盤調査 ・施工域周辺条件調査 近接構造物の有無 既設埋設構造物の有無 周辺の土地利用条件 ・使用材料調査 (3)　試験工事：留意点を述べる。	
8.1.2　施工機械仕様	使用する施工機械および仕様を示す。 (1)　サンドコンパクションパイル工法 (2)　ロッドコンパクションパイル工法 (3)　バイブロフローテーション工法 (4)　重錘落下締固め工法 (5)　表層締固め工法	
8.1.3　使用材料	必要な材料およびその仕様を示す。	
8.1.4　施工方法	打設施工サイクルを具体的に記述する。	
8.1.5　施工管理と品質管理	施工管理・品質管理項目と管理方法の概要を示す。	
8.1.5　施工能率	積算方法の概要を示す。	
8.2　ドレーン工法	細目，内容は8.1に同じ	
8.3　グラウト工法		
8.4　静的締固め工法		
8.5　深層混合処理工法		
8.6　鋼材を用いた対策工法		
8.7　その他の工法		構造物補強をどこに盛り込むか？
8.7.1　ジオテキスタイルを用いた工法		他工法との併用方法についても整理の必要あり
附属資料 設計計算例	①　地盤条件 ②　当該施設・構造物の条件 ③　設計地震入力 ④　液状化判定 ⑤　比較工法抽出 ⑥　各工法比較設計	

表－8.2.2　広域的耐震地盤対策工法の設計マニュアル目次と内容骨子

目　次	内容・骨子	問題点および検討事項
1. 総　説		
1.1 目的と適用範囲	・本マニュアルの目的と適用範囲を示す。 ・広域的液状化対策の必要性、可能性、対策工の種類について述べる。	
1.2 本マニュアルの性格	・記述する対策工を絞り込む。	
1.3 関連する設計基準類	・関連する設計基準類をあげる。	
1.4 用語の定義	・本マニュアルで用いる用語の意味を示す。	・定義すべき用語の選択
2. 調　査		
2.1 調査の種類	・調査の種類を示す。	
2.2 地盤調査	・調査事項を示す。 ・調査上の注意点を示す。	
2.3 土地利用状況の調査	（同上）	
2.4 設計地震力設定のための調査	（同上）	
2.5 施工条件の調査	（同上）	
3. 広域的耐震地盤対策工法としての地下水位低下工法の設計		
3.1 地下水位低下工法の特徴と留意点		
3.1.1 地下水位低下工法の概要	・地下水位低下工法の原理を示す。 ・地下水位低下工法の種類を示す。	
3.1.2 地下水位低下工法の特徴	・地下水位低下工法の特徴を示す。	
3.1.3 地下水位低下工法の留意点	・地下水位低下工法を選択する上で留意しなければならない条件を示す。	
3.2 設計の基本方針	・設計に当たって留意すべき項目を示す。	
3.3 設計条件	・必要性の判定及び設計において考慮する条件を示す。	
3.3.1 地盤条件	・地盤条件として必要な項目を示す。	
3.3.2 構造物条件	・構造物条件として必要な項目を示す。	
3.3.3 地震および地震力条件	・必要性の判定及び設計に用いる地震及び地震力について述べる。	
3.4 地下水位低下工法の必要性の判定	・必要性の判定において考慮すべき項目を示す。	
3.4.1 液状化の判定	・液状化の判定法を示す。	
3.4.2 液状化危険度の検討	・対象とする広域全体の液状化危険度を判定する手法を示す。	・液状化危険度の算出方法
3.5 設計手順	・具体的な設計手順（フロー）を示す。	
3.6 改良目標値の設定	・改良目標値（地下水位）の算出方法について述べる。	
3.7 地下水位低下工法の諸元の設定	・地下水位低下工法の諸元を設定する方法について述べる。	
3.8 地下水位低下量の算定	・地下水位低下量を算定する方法について述べる。	
3.9 対策工の評価	・対策効果の判定基準を示す。	
4. 設計例		
4.1 東京都下A地区		

8.3　マニュアル（案）作成にあたっての課題と今後の検討事項の整理

8.2に示した目次構成と内容骨子に従いマニュアル（案）の草案をとりまとめた。その中でマニュアル作成にあたっての問題点や今後の検討事項を以下に整理して示す。

8.3.1　共通事項

今年度とりまとめたマニュアル（案）は、全体の流れ、構造物および工法間での横並びの問題や記述内容の統一性などまだ十分に調整されてはいない。また、具体的な設計手法についても設計方針、体系化、記述項目等が十分調整されたものではなく、全体的にはまだ不十分なものと言わざるを得ない。今後、マニュアル（案）をとりまとめるにあたって早急な対応が必要と考えられる内容を以下に列挙する。

(1) 各章での記述内容を調整し、各章の役割分担を明確にする。

特に以下に示す関係が問題である。

① 1章、2章 ⟺ 4～7章の関係

② 3章 ⟺ 4～7章の関係

(2) 各設計法の体系化を確認し全体調整を図り、最終目標を定める必要がある。特に、以下の内容を明らかにする必要がある。

① 動的解析等の数値解析の位置づけ

② 基本設計手順、設計条件等

(3) 各工法の構造物への適用性を明確にし、優先順位を定めて作業を進めることが効率的である。

(4) 各構造物における限界状態を明確にするため、具体的な照査項目と許容値の目安を仮設定することも必要である。

(5) 対策工実施の効果と構造物設計への反映方法については、その考え方を示す必要がある。もし、想定が困難なら以下の項目については最低限記述しておく。

① 改良後の地盤物性評価方法（調整項目、調査方法）

② 各対策工の限界状態は？（どういう状態を想定しているのか、どういう状態になるとまずいのか）

（日本技術開発）

8.3.2　各対策工法

各対策工法については、その一般事項と施工法について、平成5年度までの成果を取り込みマニュアル（案）としてとりまとめた。

各対策工法の研究成果をマニュアルにしてゆく上での課題と検討事項を、工法全体にかかわるものと各工法ごとの課題と検討事項、すなわち、設計上、適用上、施工上での課題と検討事項にわけて以下に示す。なお、設計上の課題と検討事項にあっては効果の評価、改良諸元の設定方法、大規模地震時の検討法で分類し、適用上の課題と検討事項については構造物別に、施工上の課題にあっては施工方法、試験施工、施工管理にわけて示した。

(1)　工法全体

・工法の一般事項と構造物への適用部分に盛り込む内容の調整
・設計計算用入力データの記述方法の統一化
・共通する用語説明の扱いの設定
・応答解析の記述の精度の設定
・施工については施工能率の記述水準の統一化

(2)　各工法

各工法については、表－8.3.1にまとめて示す。

表－8.3.1(a)　各工法のマニュアル（案）の作成にあたっての課題と今後の検討事項

工法名称	大項目	小項目	課題と検討事項
グラウト工法	設計上の課題	効果の評価	改良地盤の動的強度特性の把握 改良地盤の長期的強度耐久性の確認
		改良諸元の設定方法	改良範囲や強度の設定方法の確立
	施工上の課題	施工方法	必要な改良範囲・改良径を満足させる 効率的な注入量の設定 適切な材料配合の設定 施工手順の確立
		試験施工	配合材料の選定 現場試験施工の簡素化および手順の確立
		施工管理	注入効果の確認手法の選定
コンパクショングラウチング工法	設計上の課題	効果の評価	杭間強度の評価
		改良諸元の設定方法	改良範囲や強度の設定方法の確立
	施工上の課題	施工方法	施工機械仕様の決定

表－8.3.1(b) 各工法のマニュアル（案）の作成にあたっての課題と今後の検討事項

工法名称	大項目	小項目	課題と検討事項
特殊石灰 パイル工法	設計上の課題	効果の評価	強度発現状況の把握 静止土圧係数K_0の時間特性の把握 材料強度の長期的安定性の確認
深層混合 処理工法	設計上の課題	改良諸元の設定方法	直下改良の設計法の確立
		大規模地震時の検討法	強震時の限界状態の明確化 変形予測方法の確立
	施工上の課題	施工方法	施工能率の低下
		施工管理	改良地盤の強度、均一性、ラップの評価
鋼材を用いた 対策工法	設計上の課題	改良諸元の設定方法	作用外力の把握 離散配置杭での杭間からの 砂抜け照査法の検討 曲げ剛性の低い矢板での 土圧算定時の妥当性の検討
		強震時の検討法	地震の規模と許容変形量との関係 （Ｌ１、Ｌ２地震の絡み）の把握 対象構造物別対策工の鋼材の靭性と 許容変形量（大規模地震の耐震設計） の把握
	各構造物への 適用上の課題	地中線状構造物	排水に伴う沈下の影響評価
締固め工法	設計上の課題	改良諸元の設定方法	改良範囲の合理的設定法の確立 既設構造物直下の未改良部の 影響の評価方法の検討
		強震時の検討法	大規模地震時の締固め地盤の 液状化抵抗と改良仕様の設定方法の検討
ドレーン工法	設計上の課題	改良諸元の設定方法	改良範囲の合理的設定法の検討 既設構造物直下の未改良部の 影響の評価方法の検討
		強震時の検討法	各種構造物への対策効果を 数値解析する場合に必要な 定数の設定法の確立

（不動建設）

8.3.3　盛土・堤防構造物

(1)　地盤条件・構造物条件について

盛土・堤防構造物の安定計算、地盤応答解析や各種耐震対策工法の設計に必要な土質定数、許容応力度の決定方法を検討する必要がある。また、解析手法の確立とともに、特に対策後の土質定数設定にあたっては、試験方法や推定式の考え方および経験的一般値との整合性などを整理する必要がある。

(2)　設計に考慮すべき限界状態・設計地震入力について

①　盛土・堤防構造物における中規模・大規模地震に相当する設計地震入力の設定の考え方を整理する必要がある。

②　盛土および堤防構造物における限界状態（すべり安全率、永久変形量／沈下量の許容値）を地震の規模に対応させて設定する必要がある。以下に案を示す。

・レベル１～安全率に着目し、沈下量は参考とする。

・レベル２～永久変形量（沈下量）に着目し、すべり安全率は参考とする。

③　液状化の判定において重要な因子である標準加速度応答スペクトルＳ、地震動の継続時間、不規則性、繰返し回数などを設定する必要がある。また、他グループとの整合性を図る必要がある。

(3)　解析方法について

①　簡易法（震度法による円形すべり解析）における水平震度と間隙水圧上昇量の対応に関し、比較計算が必要。また、実際の被災事例と安定計算結果との関連づけが必要。

②　詳細法（地震応答解析）の確立とともに対策工法の評価指標を設定する必要がある。

③　簡易法と詳細法の関連づけと簡易法による沈下量の推定の可能性を検討する必要がある。

④　初期せん断応力・動的強度による安定解析に関する考え方の整理と円形すべり解析法との対応に関する検討が必要。

(4)　対策工の評価について

①　整備工法と新工法において、対策効果の確実性・信頼性を評価する際の客観的指標を整理する必要がある。

②　対策工の選定において、留意事項に対する重み係数の導入の可能性を検討する必要がある。

③　ジオテキスタイルによる対策および他の対策工法と組み合わせた対策について、それらの設計法、適用方法、効果の評価方法について検討する必要がある。

上述の盛土・堤防構造物特有の課題は、平成６年度～７年度における各種解析などから、対策工の設計や対策効果の評価判定法を整理することとする。

（復建調査設計）

8.3.4　線状および面状地中構造物

線状および面状地中構造物の耐震性を考える際、現行の設計法（例えば「共同溝設計指針」、「水道施設耐震工法指針・解説」、「駐車場設計・施工指針　同解説」等）では応答変位法が適用されている。応答変位法では構造物と地盤を別々にモデル化し、この間をバネでつなぎ、あらかじめ求められた地盤変位をバネを介して構造物に作用させている。長手方向に対しては、別途、表層地盤を水平方向に伝播する波を仮定し、これによって生じる地盤の相対変位に基づいて構造物本体の耐震設計を行っている。しかしながらこの方法は、通常の非液状化地盤の動的挙動（地盤ひずみレベルが微小）に基づいて提案されたものである。このように地中構造物の液状化時の耐震設計法が確立されていないのが現状であり、マニュアル作成にあたってもこの点が課題となっている。各種対策工法においても各種構造物に対応した設計法の整備が課題となっている。

今後の検討事項として以下の点があげられる。

1)　線状および面状地中構造物の液状化時の挙動について検討し、液状化時の構造物の安定性の照査方法（応答変位法もしくは動的応答解析法）について提案を行う。

2)　構造物の安定性の照査方法に加え、その照査規準（許容応力度状態か限界状態）および評価方法について検討を行う。

3)　各種対策工法の特徴（密度増大、過剰間隙水圧消散等）にあわせた、各種構造物に対応した設計法の整備。

（フジタ）

8.3.5　広域地盤

(1)　“広域的軟弱地盤耐震対策”のマニュアルの特徴

“広域的軟弱地盤耐震対策”のマニュアルは、以下の様な特徴を有する。

1.　本研究では、広域的軟弱地盤耐震対策としては地下水位低化工法が選定された。

2.　本工法では、“広域”、“液状化危険度”等特殊な概念を取り扱う。

従って、“広域的軟弱地盤耐震対策”のマニュアルは、単独のマニュアルとする予定である。

(2)　マニュアル作成にあたっての課題

a)　“広域”、“液状化危険度”等の用語の定義を適切に行う。

b)　広域に適した地盤調査法について十分記述する。

c)　地下水位低下工法の周辺環境への影響評価手法、規制値等について十分整理、記述する。

（鹿島）

9章　全体のまとめ

第 9 章　全 体 の ま と め

本共同研究の今年度の活動の成果の概要は以下の通りである。

9.1　耐震設計の基本方針に係わる検討成果

軟弱地盤耐震対策工法に関する研究を進めるにあたっての基本条件となる設計地震入力の設定、および各構造物に適用する耐震対策工法の相対比較を行うための数値解析計画を設定した。

① 入力地震動については最近の土木構造物の耐震設計の動向から判断し、構造物の耐用年数に比較的起こりやすい中規模地震と稀に起こる大規模地震の 2 つのレベルに応じた入力地震動の条件を、耐震設計上の基盤面で設定した。

② 入力地震動は、対象構造物間での整合性も考慮し、速度応答スペクトルで設定した。また、時刻歴応答解析の実施も可能なように、加速度波形も併せて設定した。

③ 各耐震対策工法の効果の確実性の相対比較を行い、工法選定マトリックスを作成する事も共通の課題である。これらの課題を解決するためには、同一の評価項目を定め、統一的な手法・条件による解析が必要である。そこで、上記の入力地震動を用い、解析プログラムとして建設省土木研究所が所有する「SADAP」及び「GSTR2」を用いた一斉解析を実施し、その結果に基づいて設計法の体系化と適用性の合理的評価の検討を行う一斉解析計画を示した。なお、同解析手法の適用が適切でない一部の工法は検討対象とはしていない。

9.2　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果

9.2.1 グラウト工法

長期耐久性の見地から選定した超微粒子セメント注入材を用いて、三次元浸透特性を大型土槽注入実験により調べた。実験における地盤条件では、一点注入で平均径2.0mの円柱と同等の固体の形成が確認できた。なお、注入材の配合割合としては、水セメント比W/C=750～1,000%, 注入材比H/C≧1.0～2%が適している。

今後は、液状化対策としてのグラウト工法の設計法の確立が課題となる。

9.2.2　特殊石灰パイル工法

改良効果の検証を行うため、平成 4 年度に引き続き、大型土槽実験とパイル強度実験を実施した。また、改良地盤の液状化強度を直接求めるために、振動台実験を行った。これらの実験により、以下の結果を得た。

① 屋外ピット試験におけるパイル間地盤の有効土圧係数は、パイルの打設前は0.7のものが半年経過後でも1.6を保持していた。また、パイル径は51cmから61cmに膨張していた。パイル体の一軸圧縮強さ、内部摩擦角ともに材令の経過にともない、増加していた。

② 特殊石灰パイルのパイル体の強度発現は上載荷重、土圧、地盤の相対密度が影響しており、有効土圧係数は改良面積比、上載荷重、地盤の相対密度、地中温度が影響していることがわかった。

③ 特殊石灰パイルによる改良効果を振動台実験により確認した。同一打設間隔の特殊石灰パイルと砂杭を比較したところ、パイル間の地盤の相対密度は同じでも、動的せん断強度比は砂杭地盤より2～3倍大きいことがわかった。しかし、その改良効果は密度や土圧だけでは評価できない。

④ これらの実験の成果を利用し、N値の増大を密度の増加による効果と土圧の増加による効果とに分けて評価する、簡易計算法の確立の取り組みを始めた。

9.2.3 コンパクショングラウチング工法

注入材の挙動を解明し、注入効果が期待できる設計施工法を確立する目的で、屋外ピットを用いた打設実験を行うとともに、2箇所の地震災害復旧現場事例を調べた。

屋外ピットにおけるコンパクショングラウチング工法打設地盤の調査から、パイル間の土圧の増加と密度の増加を確認できたが、改良体の形状は想定とは異なるものであった。地震災害復旧現場での適用目的は不同沈下の修復であり、当初の目的を達成した。併せて、注入後のパイル間の地盤のN値の増加の確認がとれ、地震災害復旧対策工法として有効であることがわかった。

9.2.4 深層混合処理工法

盛土構造物および掘割構造物の液状化対策として用いる深層混合処理工法の設計および施工について検討し、以下のような成果を得た。

① 現行の両脇改良に関する設計法の問題点や不合理点を洗い出すために、パラメータスタディを行った。この結果、盛土構造物の場合、受働側が主働側を押しているような結果や、無処理地盤の液状化抵抗率F_Lの計算時に盛土荷重を考慮していないことが安全率に大きく影響することなどを見いだすことができ、設計法の改良のポイントが明確となった。

② 2つの施工実施例の調査を行って、液状化対策としての施工データ（セメント添加量、水セメント比、セメント種類、施工速度、改良土の強度）をとりまとめた。施工データの蓄積は設計・施工法の開発・改善の基本条件であり、今後とも実施される。

現行設計法の改良、直下改良の設計法の確立、強震時の設計法の検討、変形量予測法の開発などが今後の課題となる。

9.2.5 鋼材を用いた耐震対策工法

柔な鋼壁への作用外力及び対策工の地中構造物への影響検討を主眼とした振動台実験を行うとともに、矢板剛性と地盤内応力レベル及び透水挙動の相似則を考慮した遠心模型実験を実施して、鋼材による地中

構造物の液状化対策工の効果の確認を行った。

① 振動台実験による加振時に鋼壁に作用する動的水平圧を振動成分、平均成分に分けて、それぞれに及ぼす壁の加速度、地盤の加速度、間隙水圧の測定結果と鋼壁の曲げ剛性の関係を分析し、柔な鋼壁に作用する外力の考え方を示すことができた。

② 鋼矢板締切りによる鋼矢板および地中構造物の加振時の挙動を振動台実験により確認し、鋼矢板および地中構造物に生ずる曲げひずみを静的骨組みモデルで計算が可能であることを示した。

③ 遠心模型実験により、排水機能付き鋼矢板が地中構造物の浮き上がり対策効果を保持していることを確認した。

9.2.6 締固め工法

締固め工法の強震時の設計法の提案のために、締固め地盤の液状化抵抗と強震時挙動に関する知見の収集・整理を行った。得られた知見は以下のようである。

① 釧路沖地震で、我が国で初めて、ＳＣＰ改良地盤と未改良地盤の間隙水圧の原位置計測に成功し、締固め地盤が未改良地盤に比較して高い液状化抵抗を有することが実証された。

② 締固めにより加振時の過剰間隙水圧上昇量が低下すること、すなわち液状化抵抗の向上が確認された。

③ 締固め地盤と類似の性状を有する密な砂の強震時挙動に関して、その特徴が緩い砂にみられないサイクリックモビリティの現象にあること、締固め地盤に関してもそのねばり強さを設計に取り込む必要があることを示した。

今後は、調査結果を利用し、強震時に対する締固め工法の設計法、強震時の挙動の評価法の提案を行う。

9.2.7 ドレーン工法

ドレーン工法の設計法の整備を行なうとともに、永久変形解析の解析方法の検討を行った。以下に、得られた成果の概要を示す。

① ウェルレジスタンスおよびマットレジスタンスを考慮したドレーン設計図表の作成を行った。

② 過剰間隙水圧が上昇した場合の透水係数、体積圧縮係数を調査した。間隙水圧比が大きい場合の透水係数に関する記述は見あたらなかった。一方、体積圧縮係数は間隙水圧比が0.5～0.6程度以上となると急激に増大する。しかし、実質的に、許容間隙水圧比を0.5以上とする設計は行わないので、大きな影響はない。

③ 強震時の等価繰り返し回数、有効継続時間の考え方を示した。

④ 永久変形解析手法としてSADAP+GSTR2を利用する場合のドレーンで改良した地盤の取扱い方、入力パラメータの設定方法を示した。

9.3　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

耐震地盤対策技術マニュアルの基本方針、目次構成、内容骨子およびマニュアル（案）作成にあたっての課題と検討事項を整理し、必要改良範囲の評価、対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動予測、盛土本体の耐震補強を主な研究項目とした。

これにもとづいて実施された研究成果の主な内容を以下に述べる。

①　対策工を含めた盛土の変形解析の実施

盛土構造物に適用する耐震対策工法の適用性の検討、必要改良範囲の評価、強震時の解析事例等をマニュアルで示すことを目的として、盛土モデルの変形に関する一斉解析を解析プログラムとしてSADAP+GSTR2を用いて実施した。これに先立ち、解析対象である盛土モデルを平成4年度に実施した被害事例の調査結果により設定した。耐震対策工法としては、締固め工法、ドレーン工法、特殊石灰パイル工法、鋼材を用いた対策工法、ジオテキスタイル工法を取り上げ、無処理地盤についても変形解析を実施した。深層混合処理工法については、同解析手法の適用が適切でないと考えられるため、今回の検討では除外している。

対象工法の改良地盤の物性値の設定を行って、円弧すべり計算により改良範囲を設定した。この結果に基づいて、一通り変形解析を行ったものの、改良地盤の物性値・設定手法および改良範囲の見直しが必要な工法もみられ、結果のまとめは次年度に持ち越すこととなった。

②　有効応力法の変形解析への適用性の検討

地盤および構造物の動的変形挙動予測の可能性と問題点を明らかにするために、現在提案されている解析法のうち、2～3の有効応力解析プログラムを用いて、遠心模型実験モデルについて実施し、実験結果との比較を試みた。

解析結果は実験結果を必ずしも的確にシミュレートできたとはいえず、各手法の適用性、境界条件の設定方法、入力データの設定方法などを検討課題とした。

③　新設盛土の盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性の検討

新設盛土の盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルによる耐震対策効果を検討するため、盛土モデルの変形解析を実施し、変形の低減効果を確認した。なお、振動台実験の調査結果では、無補強の場合は壊滅的な破壊を生じるのに対し、補強された場合は盛土の形状は維持されている結果が得られている。

これらの事実から、対策工の有効性が推察されたので、ジオテキスタイルによる耐震対策設計法を確立するための検討方針ならびに最終的な設計法のイメージと課題を整理した。

9.4　地中構造物（線状・面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

線状構造物のグループ（第三グループ）と面状構造物のグループ（第四グループ）は、両グループに共

通な研究項目が多いため、今年度も合同で研究を実施した。平成4年度に実施した被害事例、設計事例の調査結果を利用して、地中構造物の動的挙動を把握する解析モデル・解析手法の適用性の検討、模型実験を実施した。研究成果の主な内容を以下に述べる。

① 応答変位法の液状化地盤への適用性の検討

線状構造物の液状化対策工法の設計法を提案することを目的として、線状構造物の縦断方向の動的挙動に関する振動台実験を実施し、その結果に基づいて応答変位法の液状化地盤への適用性について検討した。

液状化時の線状地中構造物の挙動は、地盤の液状化による軟化により構造物独自の挙動を示し、それは自由振動に近い挙動であることが示された。また、この結果より、想定される地震による慣性力が作用したときのはりの一次の固有振動形とすることにより液状化時においても応答変位法の適用が可能なものと考えられた。それにより、液状化層と非液状化層の境界での曲げ応力の増大および液状化層を跨ぐ線状構造物の浮き上がり量に関する構造物の縦断方向両端部の境界条件の影響に関する知見が得られた。

② 地盤改良範囲の設定法に関する検討

液状化対策に地盤改良を用いる場合の改良範囲の設定方法について、現状の方法のまとめとその問題点の抽出を行い、問題点の克服のためには地中構造物の液状化による構造物の浮き上がり量の予測が重要であることを指摘した。締固め工法を用いた場合の永久変形解析を行い、改良地盤の幅と深さが線状地中構造物の浮き上がり量の低減に与える影響を分析した。

③ 地中構造物の動的有効応力解析

地盤の液状化時の地中構造物の挙動を研究するため、入力地震波を適切に設定して、二次元動的有効応力解析を面状構造物に対して実施した。その結果、液状化した周辺地盤が構造物の下に回り込むことにより、構造物が浮き上がることがわかった。

④ 各対策工法の効果比較のための数値解析

4種類の地盤改良工法を対象にして、永久変形解析によって得られる浮き上がり量を評価指標として、地中構造物に対する対策効果の定量的な比較検討を実施した。地盤改良を行うことで構造物の浮き上がり量の低減が図れることがわかったが、全体のとりまとめは次年度以降の課題とした。

9.5 広域的耐震地盤対策の研究成果

広域的液状化対策工法に関する調査と広域的液状化対策工法の可能性の検討を実施した。平成4年度の広域的液状化対策工法の調査結果より、都市部の既存構造物がある範囲には地下水位低下工法が考えられることから、広域として既存の主要道路を対象とし、広域的液状化対策工法として地下水位低下工法を対象とした。以下に、主な成果を述べる。

① 広域的液状化対策工法に関する調査

面的に液状化危険度を判定しようとする「東京低地の液状化予測手法」を参考として、液状化指数から液状化可能性のランク表を用いて液状化に対する可能性をランク分けし、地下水位低下によるランクの上昇を対策効果として評価する、広域的液状化対策効果検討手法を提案した。

地下水位低下工法の実施事例を調査したが、仮設的な水位低下工法としての適用例が多く、液状化対策として適用例を報告するものはなかった。地下水位を強制的に低下させるディープウェル工法とウェルポイント工法の設計法について調査したところ、経験的な仮定が多く、実務者がそれぞれ対処していることがわかった。さらに、止水、地下水位低下に伴う沈下計算法、基準も調査した。

周辺環境への検討手法の調査、補助工法の調査、広域的地盤調査方法の調査も行った。オートマチックラムサウンディングは地下水位の測定はできないものの、迅速性にすぐれているので、標準貫入試験と併用すれば、広域的地盤調査方法として有望であることがわかった。

② 広域的液状化対策工法の可能性の検討

東京都下にモデル地区を設定し、東京都防災会議で設定された設計水平震度を用いて、地下水位を低下することにより、液状化の可能性を低減できることを示すことができた。併せて、周辺環境への影響検討も行い、地下水位低下工法を用いた場合の影響は小さいとみられることを示した。対策工法としてウェルポイント工法を用いた場合と止水壁とを併用した場合の検討を行い、既存の技術で対応が可能であることを示した。

9.6 軟弱地盤の耐震技術マニュアルに関する研究成果

平成4年度に第1グループでまとめられた耐震対策工法の設計・施工法の一次案および第1グループと第2～5グループの間の適用上の課題の議論を踏まえ、今年度は、マニュアル案の構成と内容骨子の検討、マニュアル案の条文・解説の素案の作成と今後の検討事項の整理を実施した。

これらの作業は、共通事項、もしくはそれに近い内容を検討する”共通ワーキンググループ”、各個別の構造物の検討を行う”個別ワーキンググループ”を定めて活動した。”個別ワーキンググループ”で条文・解説の草案を作成し、”共通ワーキング”に提出して内容の調整、問題点の明確化を図った。各構造物の設計手法、条件に関する問題点に対しては、幹事会で方向を定めた。

① マニュアル案の構成と内容骨子の検討

マニュアルは条文・解説の方式とし、共通的な内容をとりまとめる章を設け、さらに、各構造物単独でも使用に耐えるような構成とすることとした。

② マニュアル案の条文・解説の素案の作成と今後の検討事項の整理

目次構成と内容骨子に従いマニュアル（案）の草案を作成した。それは、8章からなり、以下のような事柄をとりまとめた。

a. 第1～3章では第4章以下の各論に対する基本事項や共通事項についてとりまとめた。

b. 第4～7章は、各構造物に対する基本方針や設計条件等設計に関わる事項を整理した。

このうち、整備工法（締固め工法、ドレーン工法）については二段階設計法を想定し、開発工法（整備工法以外の対象工法）については、設計・施工の１次案を再構成し、レベルアップをはかった。

c. 第８章では施工方法の概要を示した。

なお、第７章に組み入れる広域地盤に対する液状化対策については、各構造物に対する考え方と基本的に異なることから、当面個別に扱うこととした。

構造物および工法間での記述内容の統一や、具体的な設計手法に関する設計方針、体系化、記述項目の調整が今後も検討が必要な事項である。

（不動建設）